

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

جامعة -البليدة -1-

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

كلية التكنولوجيا- دائرة الهندسة المدنية

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME
DE MASTER 2 EN GENIE CIVIL

Option : **STRUCTURE REPARATION ET COUT DE CONSTRUCTION**

Thème

CONCEPTION ET CALCUL PARASISMIQUE
D'UNE STRUCTURE 3 S.SOL+RDC+7 ETAGES
CONTREVENTEE PAR DES VOILES
ET DES PORTIQUE EN BETON ARME

Réalisé par :

M^{elle} : SAHKI FATIMA/Z

Encadré par :

Promotrice: M^{me} K.MEGUENNI

PROMOTION : 2017-2018

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à ceux qui me sont chers:

A mes très chers parents, qui m'ont guidé durant les moments les plus importants de toute ma vie, ma mère qui a toujours été présente pour moi dans toutes les étapes de mon existence, et mon père qui m'a aidé dans mes choix et qui m'a toujours fait confiance.

A mes chères sœurs : Faiza, Chahrazed, Fatiha. et toute la famille SAHKI, et ma promotrice madame Meguenni Karima.

Ma très chère amie: Fouzia.....

Mon fiancé :Mohamed Amine et toute la famille TRIFI.

A tous mes camarades de la section Génie civil.

Je remercie enfin tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans l'accomplissement de ce travail.

Et à tous ceux qui me connaissent ...

SAHKI FATIMA/Z



SOMMAIRE

Remerciements	
Dédicaces	
Résumés	
Liste des symboles	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Introduction général.....	01
Les plans	
Chapitre I: Présentation de l'ouvrage et Caractéristiques mécaniques des matériaux	
I.1. Présentation de l'ouvrage.....	02
I.2. Définition des éléments de l'ouvrage.....	03
I.3. Caractéristique mécanique des matériaux.....	03
I.3.1. Introduction.....	03
I.3.2. béton.....	03
I.3.3. Acier	07
I.4. Hypothèses de calcul.....	08
CHAPITRE II: Pré-dimensionnement des éléments	
II.1. Introduction.....	10
II.2. Pré-dimensionnement des planchers.....	10
II.2.1. Plancher en corps creux	10
II.2.2. plancher dalle pleine.....	11
II.3. Evaluation des charges et surcharges.....	12
II.3.1. Plancher terrasse inaccessible	12
II.3.2. Plancher de l'étage courant (corps Creux)	13
II.3.3. plancher sous sol (Dalle pleine).....	14
II.3.4. maçonnerie.....	14
II.3.5. Balcon.....	15
II.4. Pré dimensionnement des éléments principaux	15
II.4.1. pré dimensionnement des poutres	15
II.4.2. Pré dimensionnement des poteaux.....	17
II.4.3 Pré dimensionnement des voiles.....	30
CHAPITRE III: Calcul des éléments secondaire	
III.1. Introduction	32
III.2. l'acrotère.....	32
III.2.1. Définition.....	32
III.2.2 Evaluation des charges	33
III.2.3. Calcul des efforts	34
III.2.4. Ferrailage de l'acrotère	35
III.2.5 Vérification de la section d'acier selon le BAEL91	37
III.2.6. Armatures de répartitions	37
III.2.7. Vérification à L'E.L.S	38
III.2.8. Vérification des contraintes	40
III.2.9. Vérification de l'effort tranchant	40
III.3. Plancher en corps creux.....	41
III.3.1. Introduction	41
III.3.2. Etude des poutrelles	42

III.3.3. Etude de la dalle de compression	62
III.4.Plancher en dalle pleine	63
III.4.1.plancher sous-sol.....	63
III.5. Les escaliers.....	71
III.5.1. Définition générale.....	71
III.5.2. Composition d'un escalier	72
III.5.3.Evaluation des charges et surcharges.....	75
III.5.4.Calcul Du Ferrailage	78
CHAPITRE IV: Étude dynamique en zone sismique	
IV.1. Introduction.....	84
IV.2. Étude dynamique.....	84
IV.2.1. Introduction	84
IV.2.2. Modélisation mathématique	84
IV.2.3. Caractéristique dynamiques propres	84
IV.3.Modélisation de la structure	86
IV.3.1.Présentation du programme sap2000	87
IV.3.2 Modélisation de rigidité	87
IV.3.3. L'analyse	87
IV.3.4 .Modélisation de la masse	87
IV.3.5. Conception du contreventement vertical.....	88
IV.4. ETUDE SISMIQUE	88
IV.4.1. Stratégie du calcul sismique	88
IV.4.2. Choix de la méthode calcul	89
IV.4.3.Analyse spectrale	89
IV.4.3.1. Méthode dynamique modale spectrale	89
IV.4.3.2.Spectre de réponse	89
IV.4.4. Procédure de calcul	91
IV.5. Résultats de l'analyse	95
IV.5.1. Modèle 01	96
IV.5.2. Modèle 02	99
IV.5.3. Modèle 03	102
IV.5.4. Vérification Spécifique aux Sollicitations normales	105
IV.5.5.Justification vis-a-vis de l'effet P- Δ	106
IV.5.6. Justification du choix coefficient de comptement.....	107
CHPAPITRE V: FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS	
V. 1. Introduction	110
V. 2. Ferrailage des poteaux	110
V. 2. 1. Introduction	110
V. 2.2.Combinaisons d'actions	110
V. 2.3.Recommandations selon [4]	111
V. 2.4. Résultats des efforts et ferrailage des poteaux	111
V.2.5.Choix des armatures	116
V.2.6. Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service	117
V.2.7. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant	119
V.2.7.1. Vérification de la contrainte de cisaillement	119
V.2.8.Ferrailage transversale des poteaux	120
V.2.9. Ferrailage des Poteaux du Sous-Sol	122
V.3. Ferrailage des poutres	127
V.3.1. Introduction	127
V.3.2. Les Combinaisons de Charges	127

V.3.3. Recommandations des règlements	127
V.3.4. Calcul du ferrailage	128
V.3.5. Vérification des contraintes à l'ELS	132
V.3.6 Vérification de l'effort tranchant	133
V.3.7 Calcul des armatures transversales	134
V.3.8 Arrêt des barres	134
V.3.9 Vérification de la flèche selon [1]	135
V.4. Les voiles.....	138
V.4.1 Généralités	138
V.4.2 . Ferrailage des voiles	138
V.4.3.Justifications sous sollicitations normales	139
V.4.4.Modèles étudiés	147
V.4.5.Présentation des résultats le reste des voiles du bâtiment étudié	150
CHAPITRE VI : ÉTUDE DES FONDATIONS	
VI.1. Introduction	157
VI.2 Choix de type de fondation	157
VI.3. Calcul des fondations	157
VI.4. Radier général Nervuré	158
VI.4.1. Introduction	158
VI.4.2. Pré dimensionnement de radier	159
VI.4 .3. Calcul de radier.....	162
VI.4.4.Ferrailage du radier	166
VI.5. Etude du voile périphérique.....	176
Conclusion général	181
Organigramme	
Bibliographie	
Rapport du sol	

LISTE DES TABLEUX

Tableau II.1 : choix du l'épaisseur de la dalle pleine.....	12
Tableau II.2 . Les charges permanentes du plancher terrasse en Corps Creux.....	12
Tableau II.3 : Les charges permanentes du plancher étage courant en Corps Creux.....	13
Tableau II.4 : Les charges permanentes du plancher sous sol.....	14
Tableau II.5 : Les charges permanentes des Murs extérieurs.....	14
Tableau II.6 : Les charges permanentes des Murs intérieurs.....	15
Tableau II.7 : charges dues aux balcons.....	15
Tableau II.8 : Dégression des surcharges d'exploitations (poteau central).....	21
Tableau II.9 :Vérification de l'effort normal réduit avec augmentation des dimensions de poteau central.....	23
Tableau II.10 : Choix des sections des poteaux centraux.....	23
Tableau II.11 : Dégression des surcharges d'exploitations (poteau de rive).....	24
Tableau II.12 : Vérification de l'effort normal réduit avec augmentation des dimensions des poteaux de rive.....	26
Tableau II.13 : Choix des sections des poteaux de rive.....	26
Tableau II.14 : Dégression des surcharges d'exploitations (poteau d'angle).....	27
Tableau II.15 : Vérification de l'effort normal réduit avec augmentation des dimensions des poteaux d'angle.....	29
Tableau II.16 : Choix des sections des poteaux d'angle.....	29
Tableau II.17 : Tableau comparatif des sections des poteaux.....	30
Tableau III.1 : Calcul des sollicitations.....	35
Tableau III.2 : Evaluation des charges et surcharges.....	47
Tableau III.3 :Moment fléchissant, Efforts tranchant de la poutrelle à 02 travées.....	51
Tableau III.4 : Moment fléchissant, Efforts tranchant de la poutrelle à 03 travées.....	53
Tableau III.5 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.....	55
Tableau III.6 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.....	56
Tableau III.7 : vérification à l'ELS.....	58
Tableau III.8 : calcul de la flèche.....	59
Tableau III.9 : ferrailages des poutrelles.....	61
Tableau III.10 : Evaluation des charges.....	64
Tableau III.11 : Ferrailage de la dalle pleine sous sol.....	65
Tableau III.12 : Vérification des contraintes de la dalle pleine sous sol.....	68
Tableau III.13 : Récapitulatif du calcul de la flèche.....	70
Tableau III.14 : Charges du palier.....	75
Tableau III.15 : Charges du paillasse.....	76
Tableau III.16 : Calcul des sollicitations à l'ELU et ELS.....	76
Tableau III.17 : Calcul des efforts internes.....	78
Tableau III.18 : Ferrailage de l'escalier.....	78
Tableau III.19 : Vérification à l'E.L.S.....	81

Tableau III.20: Vérification de la flèche de l'escalier.....	82
Tableau III.21: Résumé de ferrailage des escaliers.....	82
Tableau IV.1: Facteur de qualité.....	93
Tableau IV.2: Dimensions des éléments verticaux de chaque niveau.....	95
Tableau IV.3: Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 01.....	97
Tableau IV.4: les trois premiers modes.....	97
Tableau IV.5: Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle 01.....	98
Tableau IV.6: Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 02.....	100
Tableau IV.7: les trois premiers modes.....	100
Tableau IV.8: Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle 2.....	101
Tableau IV.9: Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 03.....	103
Tableau IV.10 : les trois premiers modes.....	103
Tableau IV.11: Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle 2.....	104
Tableau IV.12: Vérification de l'effort normal pour les poteaux.....	105
Tableau IV.13: Justification vis-à-vis de l'Effet P-Δ dans le Sens x.....	106
Tableau IV.14: Justification vis-à-vis de l'Effet P-Δ dans le Sens y.....	107
Tableau IV.15: Pourcentages des efforts tranchants dans le sens x.....	108
Tableau IV.16: Pourcentages des efforts tranchants dans le sens y.....	108
Tableau V.1: sollicitation des matériaux.....	110
Tableau V.2: Ferrailages des poteaux situation durable (N^{\max} ; M^{corr}).....	112
Tableau V.3: Ferrailages des poteaux situation durable (N^{\min} ; M^{corr}).....	112
Tableau V.4: Ferrailages des poteaux situation durable (M^{\max} ; N^{corr}).....	113
Tableau V.5: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} ; M^{corr}).....	113
Tableau V.6: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\min} ; M^{corr}).....	114
Tableau V.7: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} ; N^{corr}).....	114
Tableau V.8: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} ; M^{corr}).....	115
Tableau V.9: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\min} ; M^{corr}).....	115
Tableau V.10: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} ; N^{corr}).....	116
Tableau V.11: Choix des Armatures des Poteaux.....	116
Tableau V.12: Vérification des Contraintes des Poteaux (N^{ser}_{\max} ; $M^{\text{ser}}_{\text{cor}}$).....	117
Tableau V.13: Vérification des Contraintes des Poteaux (N^{ser}_{\min} ; $M^{\text{ser}}_{\text{cor}}$).....	118
Tableau V.14: Vérification des Contraintes des Poteaux ($N^{\text{ser}}_{\text{cor}}$; M^{ser}_{\max}).....	118
Tableau V.15: Vérification de la Contrainte de Cisaillement des Poteaux.....	120
Tableau V.16: Espacements Maximums des poteaux selon [4].....	121
Tableau V.17: Choix des Armatures Transversales des Poteaux.....	122
Tableau V.18: Ferrailage des Poteaux du Sous Sol.....	124
Tableau V.19: Vérification des contraintes des poteaux de l'infrastructure.....	125
Tableau V.20: Schéma de Ferrailage des poteaux.....	126
Tableau V.21: Ferrailage des poutres porteuses.....	129

Tableau V.22 : Ferrailage des poutres porteuses.....	129
Tableau V.23 : Ferrailage des poutres porteuses.....	129
Tableau V.24 : Choix des armatures pour les poutres porteuses.....	130
Tableau V.25 : Ferrailage des poutres non porteuses (1,35G+1,5Q).....	130
Tableau V.26 : Ferrailage des poutres non porteuses(G+Q+E).....	130
Tableau V.27 : Ferrailage des poutres non porteuses (0,8G+E).....	131
Tableau V.28 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses.....	131
Tableau V.29 : Vérification de la condition de non fragilité.....	131
Tableau V.30 : Vérification des poutres porteuses à l'ELS.....	132
Tableau V.31 : Vérification des poutres non porteuses à l'ELS.....	133
Tableau V.32 : Vérification de la contrainte de cisaillement.....	133
Tableau V.33 : Calcul des armatures transversales.....	134
Tableau V.34 : Vérification de la Flèche des Poutres.....	135
Tableau V.35 : Schéma de ferrailage des poutres porteuses et non porteuses (30x45).....	137
Tableau V.36 : Valeurs de (L_f/L).....	140
Tableau V.37 : Calcul de $\sigma_{u \text{ lim}}$	141
Tableau V.38 : Aciers verticaux et horizontaux.....	143
Tableau V.39 : Aciers transversaux.....	143
Tableau V.40 : Aciers supplémentaires.....	145
Tableau V.41 : Calcul de σ_{ba} pour l'exemple (V1).....	147
Tableau V.42 : Calcul des armatures verticales de l'exemple (V1).....	149
Tableau V.43 : Calcul des armatures du voile (V1).....	150
Tableau V.44 : Calcul des armatures du voile (V2).....	151
Tableau V.45 : Calcul des armatures du voile (V3).....	151
Tableau V.46 : Calcul des armatures du voile (V4).....	152
Tableau V.47 : Calcul des aciers de coutures du voile (V1).....	152
Tableau V.48 : Calcul des aciers de coutures du voile (V2).....	153
Tableau V.49 : Calcul des aciers de coutures du voile (V3).....	153
Tableau V.50 : Calcul des aciers de coutures du voile (V4).....	154
Tableau V.51 : Calcul des aciers verticaux.....	154
Tableau V.52 : Calcul des aciers horizontaux des voiles.....	155
Tableau VI.1 : Choix la hauteur de nervure.....	161
Tableau VI.2 : caractéristiques géométriques du radier.....	162
Tableau VI.3 : Contraintes sous le radier à l'ELU.....	165
Tableau VI.4 : Contraintes sous le radier à l'ELS.....	165
Tableau VI.5 : Calcul des moments à l'ELU.....	167
Tableau VI.6 : Calcul des moments à l'ELS.....	167
Tableau VI.7 : Ferrailage des panneaux du radier.....	168
Tableau VI.8 : Vérification des contraintes (radier).....	169
Tableau VI.9 : Redimensionnement des armatures.....	169
Tableau VI.10 : Vérification des contraintes (correction).....	170
Tableau VI.11 : Ferrailage des nervures sens (X-X).....	171

Tableau VI.12: Ferrailage des nervures sens (Y-Y).....	171
Tableau VI.13: Vérification des contraintes (Nervure).....	171
Tableau VI.14: dimensionnement des armatures.....	171
Tableau VI.15: Ferrailage du débord.....	174
Tableau VI.16: Vérification des contraintes du débord.....	175
Tableau VI.17: Ferrailage du Voile Périphérique.....	179
Tableau VI.18: Vérification des Contraintes à l'ELS.....	179
Tableau VI.19: Redimensionnement des Armatures.....	180
Tableau VI-20: Vérification des contraintes (correction).....	180

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : la vue en trois dimensions de la tour.....	02
Figure I.2 : Diagramme contraintes – déformations à l'ELU.....	06
Figure I.3 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.....	06
Figure I.4 : Diagramme Contraintes – Déformations de l'Acier à l'ELU.....	07
Figure II.1 :Dalle à corps creux.....	11
Figure II.2 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.....	13
Figure II.3 : Coupe verticale du plancher courant à corps creux.....	13
Figure II.4 : Le poteau le plus sollicité -poteau central-.....	20
Figure II.5 : Schéma du voile.....	31
Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère.....	32
Figure III.2 : Sollicitations de l'acrotère.....	33
Figure III.3 : Diagramme des efforts à l'ELU.....	35
Figure III.4 :coupe transversale de l'acrotère.....	36
Figure III.5 : distance de l'axe neutre.....	38
Figure III.6 : Ferrailage de l'acrotère.....	41
Figure III.7 : Coupe du plancher en corps creux.....	42
Figure III.8 : Corps Creux	42
Figure III.9 : Dimensions De La Poutrelle.....	42
Figure III.10 : Moment fléchissant, Efforts tranchant de la poutrelle à 02 travées.....	52
Figure III.11 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 03 travées.....	54
Figure III.12 : Ferrailage des poutrelles.....	62
Figure III.13 : disposition constructive des armatures de la table de compression.....	63
Figure III.14 : schéma de la dalle pleine sous sol.....	64
Figure III.15 : diagrammes des moments.....	64
Figure III.16 : Ferrailage de la dalle pleine.....	71
Figure III.17 : détail de l'escalier.....	72
Figure III.18 : Dimensions de l'escalier.....	73
Figure III.19 : Vue en plan de l'escalier à 2 volées.....	73
Figure III.20 : Schéma statique de volée.....	73
Figure III.21 : schéma statique de l'escalier.....	76
Figure III.22 : Diagrammes des moments fléchissant d'escalier.....	77
Figure III.23 : Diagrammes des efforts tranchant d'escalier.....	77
Figure III.24 : Ferrailage de l'Escalier.....	83
Figure IV.1 : spectre de réponse.....	90
Figure IV.2 : Disposition des voiles de model 1.....	96
Figure IV.3 : vue en 3D (modèle 1).....	96
Figure IV.4 : Disposition des voiles de modèle 2.....	99
Figure IV.5 : vue en 3D (modèle 2).....	99
Figure IV.6 : Disposition des voiles de modèle 03.....	102
Figure IV.5 : vue en 3D (modèle 3).....	102

Figure V.1 : Disposition des Poutres.....	128
Figure V.2 : Arrêt des barres.....	135
Figure V.3 : Disposition des voiles dans la structure.....	138
Figure V.4 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.....	139
Figure V.5 :schéma d'un mur non raidi.....	140
Figure V.6 :schéma d'un voile à deux niveaux différents.....	142
Figure V.7 : Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.....	144
Figure V.8 : disposition des armatures verticales dans les voiles.....	146
Figure V.9 : Schéma ferrailage du voile (V3) coupes horizontaux.....	156
Figure V.10 : Schéma ferrailage du voile (V4) coupes horizontaux.....	156
Figure VI.1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	158
Figure VI.2 : Schéma statique du bâtiment.....	163
Figure VI.3 : Contraintes sous le radier.....	164
Figure VI.4 : Vue en plan illustrant les dimensions du panneau de rive le plus sollicité.....	168
Figure VI.5 : Ferrailage de la Dalle du Radier.....	170
Figure VI.6 : Ferrailage des nervures.....	173
Figure VI.7 : Schéma statique du débord.....	173
Figure VI.8 : Diagramme des Moments.....	173
Figure VII.9 : Ferrailage du Débord.....	175
Figure VI.10 : Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.....	177
Figure VI.11 : Ferrailage du Voile Périphérique sens x-x.....	180
Figure VI.12 : Ferrailage du Voile Périphérique sens y-y.....	180

I.1.Présentation de l'ouvrage :

Notre projet de fin d'étude consiste à l'étudier d'un Bâtiment en béton armé à usage d'habitation (R+7+ 3 sous sol). Cette structure se compose d'un seul bloc composé de trois sous sol utilisé comme parking, un RDC et 7 niveaux à usage d'habitation. L'ouvrage proposé est implanté à Soudania dans la wilaya d'Alger, classé comme Zone sismique (III) de sismicité élevée, selon le règlement parasismique Algérien (RPA99Version2003).

Les dimensions en élévation sont :

- ➔ Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère et sans sous sol).....25,60m.
- ➔ Hauteur du RDC et des étages courant.....3,20m.
- ➔ Hauteur du sous sol 1.....2,55m.
- ➔ Hauteur du sous sol 2.....2,55m.
- ➔ Hauteur du sous sol 3.....3,20m.

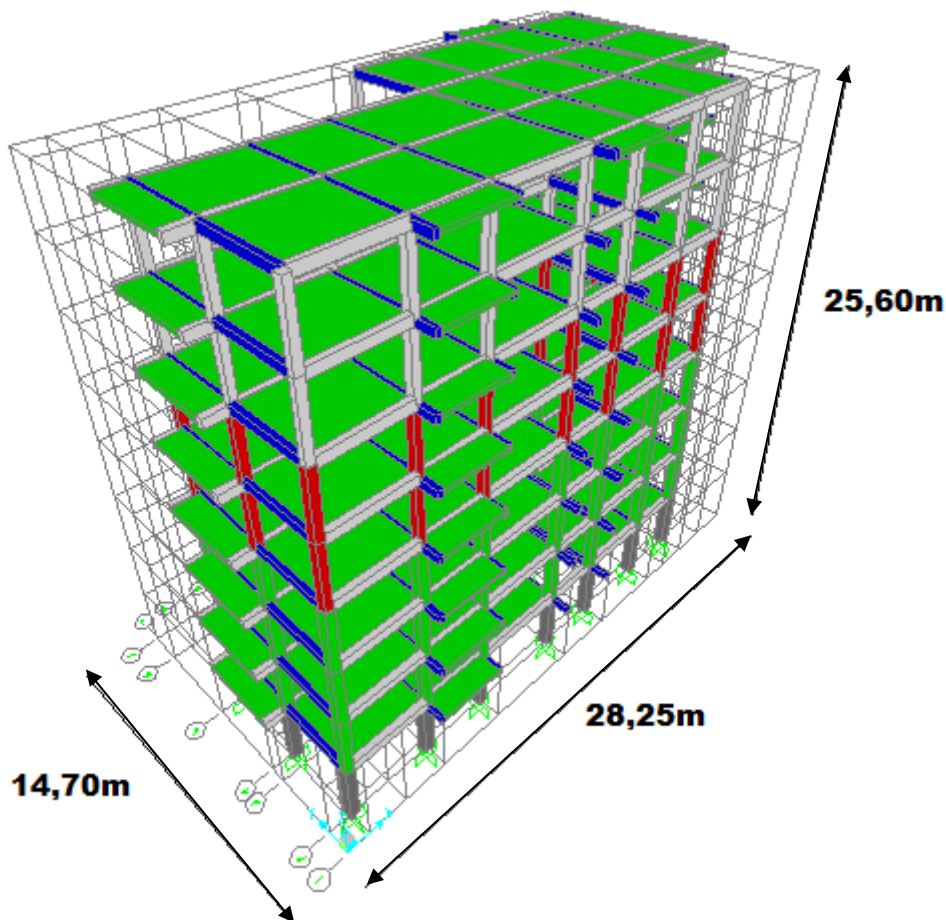


Figure I.1: la vue en trois dimensions de la tour

I.2. Définition des éléments de l'ouvrage :

a. Plancher :

Notre structure comporte deux types de plancher :

- Plancher en corps creux.
- Plancher en dalle pleine.

b. Escalier :

Ils sont des éléments considérés comme des éléments non structuraux, ils servent à déplacer entre les différents niveaux, concernant notre nous avons un seul type d'escalier c'est (deux volées).

c. Terrasse :

Selon l'utilisation :

Il existe un seul type de terrasse dans notre structure ; c'est une terrasse inaccessible.

d. Maçonnerie :

Les murs sont en maçonnerie en corps creux :

- **Murs extérieurs :**
 - ❖ L'âme d'air de 10 cm d'épaisseur.
 - ❖ Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur.
- **Murs intérieur :**
 - ❖ Cloison de 10 cm pour séparer deux services.

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.3.1 Introduction:

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction se conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99version 2003.

I.3.2. béton:

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable), de l'eau et d'adjuvants si c'est nécessaire.

Le béton résiste bien a la compression tandis que sa résistance a la traction est faible.

- Granulas : pour un béton normal les dimensions des granulats sont compris entre :
 $0,2 \text{ mm} < C_g < 25\text{mm}$.
- Liants : le liant le plus couramment utilisé pour un béton normal est le ciment
- Portland artificiel de classe CPJ.

- L'eau : l'eau utilisée dans le béton doit être une eau potable filtrée de toute impureté de matière organique.

a)- Résistances mécaniques du béton :

1. Résistance à la compression :

- La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à (j) jours d'âge est déterminée à partir des essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette dernière est notée par f_{c28} .

$$\text{Pour : } \begin{cases} j < 28 \text{ jours : } f_{cj} = 0,658 \times f_{c28} \times \text{Log}_{10}(j + 1) \\ j > 28 \text{ jours : } f_{cj} = f_{c28} \\ j \gg 28 \text{ jours : } f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} \end{cases}$$

- La résistance de notre béton est prise égale à $f_{c28} = 25$ MPA. Elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de hauteur deux fois le diamètre (16x32 cm).

2-Résistance du béton à la traction :

La résistance à la traction est notée par « f_{tj} », elle est définie par la relation

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \quad (\text{MPa}) \quad \dots\dots [1]$$

- Pour le cas de notre structure on utilise le même dosage en béton avec une résistance caractéristique à la compression f_{c28} et à la traction f_{t28} telle que :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa, on trouve : } f_{tj} = 2,1 \text{ MPa.}$$

3- Module de déformation longitudinale :

Ce module est connu sous le nom de module de « Young ou module de déformation Longitudinal », il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de Courte durée d'application.

3. a. Module d'élasticité instantané « E_{ij} » :

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \xi$) d'un test de courte durée ,il représente le Module d'élasticité sous chargement accidentel.

$$E_{ij} = 1100 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'où on a} \quad E_{i \ 28} = 32164,20 \text{ MPa} \quad \dots\dots [1]$$

3. b. Module d'élasticité différé « E_{vj} » :

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \xi$) d'un test de longue durée, il représente le Module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire.

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'où on a } E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa} \dots\dots [1].$$

$$\text{Pour notre cas : } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 10818,87 \text{ MPa} \end{cases}$$

4. Coefficient de Poisson :

Le coefficient de Poisson exprime le rapport entre la déformation transversale et longitudinale.

- Dans les calculs, le coefficient de poisson est pris égale à :

$\gamma = 0,2$ Pour les justifications aux états limites de services.

$\gamma = 0$ Dans le cas des états limites ultimes

5. Les Contraintes Limites de calcul :

En se référant au règlement du BAEL 91(modifier 99) , on distingue deux états limites :

a)-Etat limite ultime « E.L.U » :

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il Ya ruine de l'ouvrage.

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots [1]$$

Avec γ_b Coefficient de sécurité de béton tel que :

$\gamma_b = 1,5$ Cas des actions courantes transitoires

$\gamma_b = 1,15$ Cas des actions accidentelles

Le coefficient réducteur de 0,85 tient compte de la dégradation de l'adhérence acier-béton sous l'action de quelques cycles de déformation post-élastique.

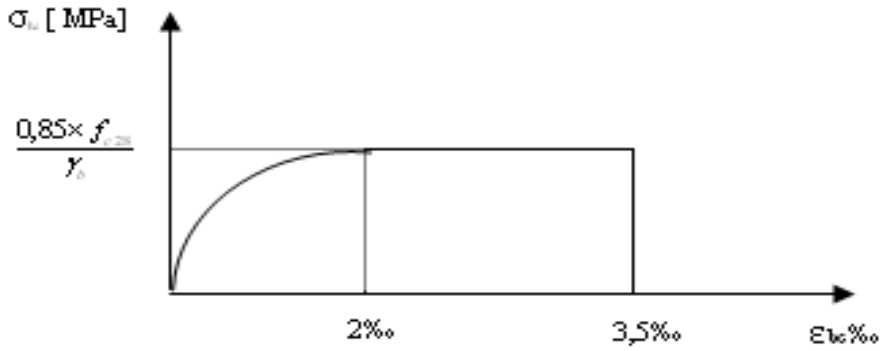


Figure I.2: Diagramme contraintes – déformations à l'ELU-

σ_{bc} : Contrainte max du béton

$$\sigma_{bc} = 0,85 * f_{c28} / \gamma_b$$

σ_{bc} : Déformation unitaire du béton.

f_{bu} : résistance conventionnelle ultime à compression du béton

b)-En état limite de service (E.L.S) :

Etat limite de service est un état de chargement au delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour les quels elle a été conçue.

▪ Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite à l'ELS est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad (\text{MPa})$$

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$ on trouve : $\sigma_{bc} = 15 \text{MPa}$.

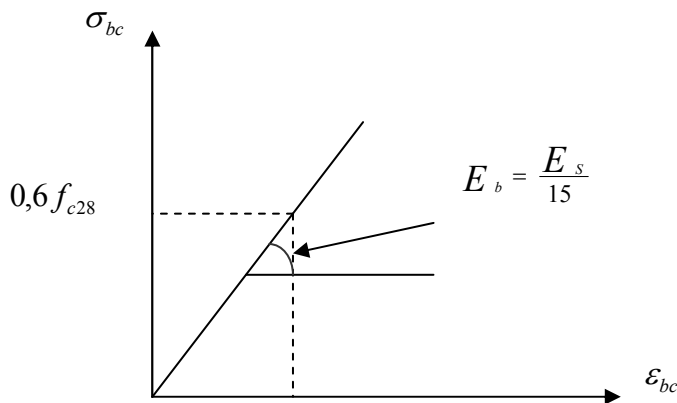


Figure I.3 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS

I.3.3. Acier :

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction on intègre dans les pièces du béton des armatures pour reprendre ces efforts de traction.

Les armatures pour le béton armé sont constituées d'aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface (barres lisses à haute adhérence).

-Ronds lisses (R.L) : **FeE24**

-Barres à haute adhérences (HA) : **FeE40**

-Treillis soudés (TS) : **TLE52** $\varnothing = 6$ mm pour les dalles.

a)-Les limites élastiques :

-Les ronds lisses (R.L): FeE24 (**$f_e = 235$ MPa**)

-Barres à haute adhérence (HA) : **$f_e = 400$ MPa.**

-Treillis soudés (TS) : TLE52 $\varnothing = 6$ mm pour les dalles.

-Dans notre projet on opte pour des armatures à haute adhérence (HA) : **FeE400.**

b)-Contrainte limite de l'acier :

1. État Limite Ultime « E.L.U »

On adopte le diagramme contrainte –déformation suivant avec :

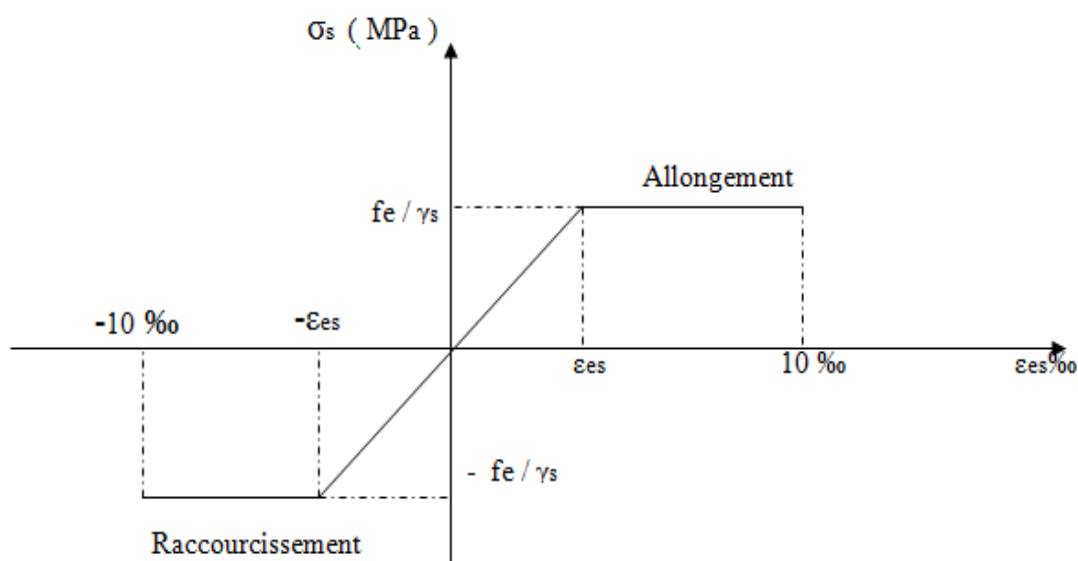


Figure I.4 : Diagramme Contraintes – Déformations de l'Acier à l'ELU

σ_s : Contrainte de l'acier.

f_e : contrainte limite élastique.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier il a pour valeur :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ cas des situations durables ou transitoires.} \\ \gamma_s = 1.00 \text{ cas des situations accidentelles.} \end{array} \right.$$

$$\varepsilon_s : \text{Allongement relatif de l'acier} : \varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L} E_s :$$

Module d'élasticité longitudinal de l'acier, il est pris égal à : $E_s = 2.10^5 \text{ Mpa}$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s} \quad \text{Pour les aciers FeE400} \quad \varepsilon_{es} = \frac{400}{1,15 * 2,1 * 10^5} = 1,74\%$$

2.État limite de service « E.L.S » :

C'est l'état ou on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriés :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification

$$\text{-Fissuration préjudiciable} : \sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max\left\{\begin{array}{l} 240 \text{ MPa} \\ 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \end{array}\right\}\right) \quad \text{(MPa)[1]}$$

$$\text{- Fissuration très préjudiciable} : \sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e; \max\left\{\begin{array}{l} 210 \text{ MPa} \\ 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \end{array}\right\}\right) \quad \text{(MPa)}$$

η : Coefficient de fissuration tels que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \quad \text{pour des aciers ronds lisses.} \\ \eta = 1,6 \quad \text{pour des aciers de H.A.} \end{array} \right.$$

c)-Module d'Elasticité de l'Acier :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2,1.10^5 \text{ MPa}$$

d)-coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté n est le rapport de $\frac{E_s}{E_b} = 15$

I.4. HYPOTHESES DE CALCUL :

- Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :
- Les sections droites restent planes après déformation.

- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
- La contrainte de calcul, notée " σ_s " et qui est définie par la relation $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ est égale à :

- rond lisse $\begin{cases} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$
- haute adhérence $\begin{cases} \sigma_s = 435 \text{ MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 500 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$
- Allongement de rupture : $\zeta_s = 10\%$.

Récapitulatif :

Les valeurs de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : **fc28 = 25 Mpa.**
- La résistance du béton à la traction est : **f_t28 = 2.1 Mpa.**
- Le module d'élasticité différé de béton est : **Evj = 10818,87Mpa.**
- Le module d'élasticité instantané de béton est : **Eij = 32164,20 Mpa.**

- Pour les armatures de l'acier:

- Longitudinales : on a choisi le : « fe.E.400 » H.A **fe = 400MPa .**
- Transversales : on a choisi le : « fe.E.235 » **R.L.**

II.1.INTRODUCTION :

Le but du Pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99V2003** et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après les vérifications.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

Pour ce faire, nous commençons le pré dimensionnement du sommet vers la base :

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles.

II.2.PREDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et peuvent reposer sur 2 , 3 et 4 appuis. Un plancher est une aire plane horizontale qui sert à limiter les étages, est une séparation entre deux niveaux qui transmet les charges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes .

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux en partie courante.
- Dalle pleine pour les sous-sols.

II.2.1. Plancher en corps creux :

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associés aux corps creux, la hauteur des poutrelles est déterminée par les formules empiriques suivantes :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \dots\dots\dots[2]$$

L : le porté maximal entre nus d'appuis.

$$L = \text{Min} [L \text{ max (sens x) ; } L \text{ max (sens y)}].$$

$$16,08 \leq h_t \leq 20,10 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 20 \text{ cm}$; et l'on choisit des planchers à Corps-cieux de type (16+4) cm

16cm : hauteur du corps creux.

4cm : hauteur de la dalle de compression.

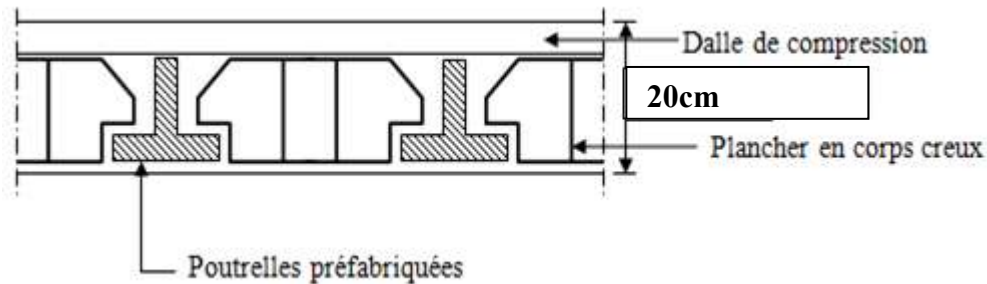


Figure II.1-Dalle à corps creux.

II.2.2 plancher dalle pleine :

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux).

L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Ainsi, il est d'usage de prendre en compte les valeurs suivantes :

1. Condition de résistance au feu :

Cette condition nous permet de fixer l'épaisseur minimale de la dalle afin d'assurer une protection suffisante vis-à-vis du feu pour une durée moyenne :

- $e=7 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe feu,
- $e=11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe feu,
- $e=17,5 \text{ cm}$ Pour quatre heures de coupe feu.

On admet: $e = 11 \text{ cm}$.

2. Condition d'isolation phonique :

Selon les règles technique « CBA93 » en vigueur en l'Algérie ; l'épaisseur du plancher doit être supérieur ou égale à 15cm pour obtenir une bonne isolation acoustique et thermique.

Pour tenir compte des bruits aériens, On limite donc notre épaisseur à : 15cm.

3. Condition de résistance à la flexion :

Pour une dalle reposant sur deux cotés : $\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$

Pour une dalle reposant sur trois ou quatre cotés : $\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$

Dans notre cas la dalle repose sur quatre cotés a une portée de: $L = 4,85$ m.

Tableau II.1 : choix du l'épaisseur de la dalle pleine

$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$	$\frac{4,85}{50} \leq e \leq \frac{4,85}{40}$ $9,7cm \leq e \leq 12,13cm$
Le choix	Donc on choisit e = 12cm

Conclusion :

$$e = \max \{15,11,12\}(\text{cm}) \longrightarrow e = 15\text{cm}$$

Pour les dalles pleines nous adopterons une épaisseur de **15cm**.

II.3. EVALUATIONS DES CHARGES :

Cette étape consiste à déterminer les charges selon le [3] qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.3.1 Plancher terrasse inaccessible :**a-Dalle en corps creux :****1-Charges permanentes :**

Tableau II.2. Les charges permanentes du plancher terrasse en Corps Creux

N°	Matière	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	5	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	2	6	0,12
3	Forme de pente	10	22	2,2
4	Isolation thermique	4	4	0,16
5	Dalle de compression +corps creux	16+4	/	2,83
6	Enduit en plâtre	2	10	0,20
				$\Sigma G=6,36\text{KN/m}^2$

2-Surcharge d’exploitation :

$Q=1,00\text{kN/m}^2$(inaccessible)

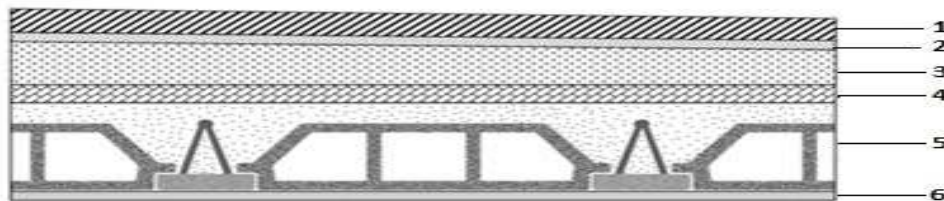


Figure II.2 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux

II.3.2 Plancher de l’étage courant (corps. Creux) :

1-Charges permanentes :

Tableau II.3 : Les charges permanentes du plancher étage courant en Corp. Creux

N°	Matière	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	2	22	0,44
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	3	18	0,54
4	Dalle de compression + corps creux	16+4	/	2,83
5	Enduit en plâtre	2	10	0,20
6	Cloisons de distribution	10	/	1,30
				$\Sigma G=5,71\text{KN/m}^2$

2-Surcharge d’exploitation :

$Q=1,50\text{kN/m}^2$ (Habitation)

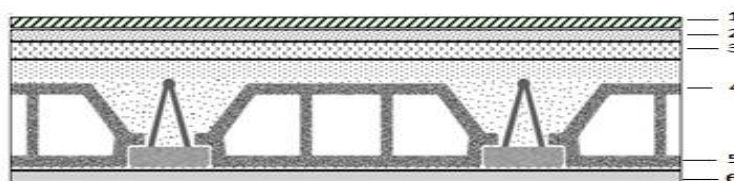


Figure II.3: Coupe verticale du plancher courant à corps creux.

II.3.3. plancher sous sol (Dalle pleine) :**1-Charges permanentes :****Tableau II.4** : Les charges permanentes du plancher sous sol

N°	Matière	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	2	22	0,44
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	3	18	0,54
4	Dalle pleine	15	25	3,75
5	Enduit en plâtre	2	10	0,20
6	Cloisons de distribution	10	/	1,30
				$\Sigma G=6,63\text{KN/m}^2$

2- Surcharge d'exploitation : $Q=2,50\text{kN/m}^2$

II.3.4. MAÇONNERIE :**1. Mur extérieur à double cloison :****Tableau II.5** : Les charges permanentes des Murs extérieurs

N°	Matière	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1	Enduit intérieur au plâtre	2	10	0,2
2	Brique creuse	10	9	0,9
3	L'âme d'air	10	-	0
4	Brique creuse	10	9	0,9
5	Enduit extérieur au ciment	2	18	0,36
				$\Sigma G=2,36\text{KN/m}^2$

2. Mur intérieur :**Tableau II.6** : Les charges permanentes des Murs intérieurs

N°	Matière	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	2	10	0.2

2	Brique creuse	10	9	0,9
3	Enduit au plâtre	2	10	0,2
				$\Sigma G=1,3\text{KN/m}^2$

II.3.5.Balcon :

Le balcon est constitué a corps creux, son épaisseur 16+4 cm..

1-Charges permanentes :

Tableau II.7 : charges dues aux balcons

N°	Matière	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	2	22	0,44
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	3	18	0,54
4	Dalle de compression + corps creuse	16+4	/	2,83
5	Enduit en plâtre	2	10	0,20
6	Cloisons de distribution	10	/	1,30
				$\Sigma G=5,71\text{KN/m}^2$

2-la charge d'exploitation :

$$Q=1,5\text{kN/m}^2$$

II.4.PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX :

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

II.4.1.pré dimensionnement des poutres :

1. Introduction :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs rôles est de transmettre aux poteaux les efforts dus aux charges transmis par planchers. Les étapes de calcul préconisées par les règlements sont résumées comme suit :

-Selon CBA 93 et BAEL 91.

-Selon RPA 99(version 2003) pour la zone III.

2-Selon les règles de [1] :

La section de la poutre est déterminée par les formules (1) et (2).

-La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$

-La largeur b de la poutre doit être : $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec :

- L : portée de la poutre
- h : hauteur de la poutre
- b : largeur de la poutre

3. Selon le [4] pour la zone III :

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30\text{cm}$
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20\text{cm}$
- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

a. Les poutres principales (porteuses) :

Reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

a.1.Selon les règles [1] :

On a : $L_{\max} = 4,85 - 0,3 = 4,55\text{m}$.

$$\frac{455}{15} \leq h \leq \frac{455}{10} \Rightarrow 30,33 \leq h \leq 45,5 \Rightarrow \text{on prend } \mathbf{h = 45\text{ cm}} .$$

$$0,3 * 45 \leq b \leq 0,7 * 45 \Rightarrow 13,5 \leq b \leq 31,5 \Rightarrow \text{on prend } \mathbf{b = 30\text{cm}} .$$

a.2.Vérification selon [4] pour la zone III :

$$b \geq 20\text{ cm} \longrightarrow 30\text{ cm} \geq 20\text{ cm} \quad \text{vérifiée.}$$

$$h \geq 30\text{ cm} \longrightarrow 45\text{cm} \geq 30\text{ cm} \quad \text{vérifiée.}$$

$$h/b < 4 \longrightarrow 45/30 = 1,5 < 4 \quad \text{vérifiée.}$$

b. Les poutres secondaires (non porteuses) :

b.1.Selon les règles [1] :

On a : $L_{\max} = 4,32 - 0,3 = 4,02\text{m}$.

$$(26,8 \leq h \leq 40,20)\text{ cm} \Rightarrow \text{on prend: } \mathbf{h = 40\text{cm}} .$$

$$(12 \leq b \leq 28)\text{ cm} \Rightarrow \text{on prend : } \mathbf{b = 25\text{cm}} .$$

b.2.Vérification selon [4] pour la zone III :

$$b \geq 20\text{ cm} \longrightarrow 25\text{ cm} \geq 20\text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

$h \geq 30 \text{ cm}$ \longrightarrow $40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.

$h/b < 4$ \longrightarrow $40/25 = 1,6 < 4$ condition vérifiée.

❖ **Conclusion :**

Le choix final des sections des poutres :

- **Poutres porteuses** $(bxh) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$

- **Poutres non porteuses** $(bxh) = (25 \times 40) \text{ cm}^2$

II.4.2 Pré dimensionnement des poteaux :

a)-Principe :

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle. Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge, et on appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

b)-Étapes de pré dimensionnement (calcul) :

Le Pré dimensionnement des poteaux s'effectue de la manière suivante :

1. Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
2. Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
3. La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
4. La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le «RPA99 version 2003 ».

c)-Loi de dégression : [3]

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par } \dots [1]$$

Avec :

- n : nombre d'étage.

- Q_0 : la surcharge d'exploitation sur la terrasse.
- Q_1, Q_2, \dots, Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

-D'après [2]:

La section du poteau est déterminée en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots [1]$$

Avec :

N_u : Effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q.

α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

λ : Elancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.

l_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

I : Moment d'inertie de la section $\left(I = \frac{hb^3}{12} \right)$.

B : Surface de la section du béton.

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$).....situation durable.

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$)..... situation durable.

f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400$ MPa).

f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25$ MPa).

A_s : Section d'acier comprimée.

Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie [$Br = (a-0,02)(b-0,02)$] m².

-Selon [1] :

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1,0\% \dots\dots [4]$

Pour une zone sismique III

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = 1.200 \quad \text{pour } \lambda = 35 \\ \alpha = \frac{0.85}{\beta} \quad \beta = 1.0408 \quad \text{pour } \lambda = 50 \\ \beta = \frac{0.85 h^2}{1500} \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de Br :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right)} = 0,066 N_u$$

-Le minimum requis selon [4]:

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

-Poteau rectangulaire ou carrée :

$$\text{Min } (a; b) \geq 30\text{cm}$$

$$\text{Min } (a; b) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$$

Avec :

(a, b) : dimensions de la section.

h_e : hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée ($a=b$).

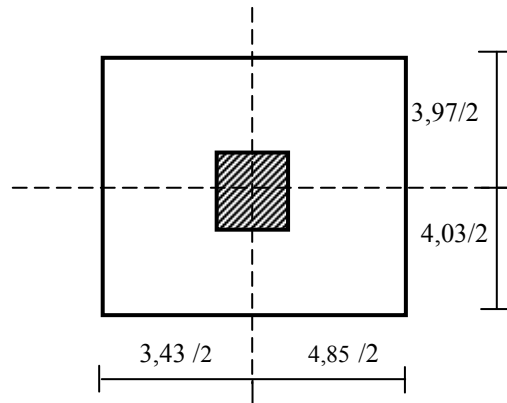
a)-Calcul des poteaux :

-Les 3 types de poteaux considérés sont (voir le plan d'architecte) :

- ✦ Poteaux centraux de l'axe **F-3** ($s=16,56\text{m}^2$).
- ✦ Poteaux de rive de l'axe **E-2** ($s=11,16\text{m}^2$).
- ✦ Poteaux d'angle de l'axe **H-2** ($s=5,52\text{m}^2$).

-La portée de la poutre principale de $(30*45)=4,85\text{m}$.

-La portée de la poutre secondaire de $(25*40)=4,32\text{m}$.

1-Poteau central :

**Figure .II.4: Le poteau le plus sollicité
-poteau central-**

- Calcul des différents poids :**● Poids des poutres :**

Poids des poutres porteuses :

$$G_{PP}=0,45*0,3*4,14*25= 13,97 \text{ KN}$$

Poids des poutres non porteuses :

$$G_{PNP}=0,4*0,25*4,00*25=10,00\text{KN}$$

● Poids de poteaux :

$$\text{Poids de poteau terrasse } (3,2 - 0,45) \times 25 \times (0,3)^2 = 6,19\text{KN}$$

$$\text{Poids de poteau RDC } : (3,2 - 0,45) \times 25 \times (0,3)^2 = 6,19\text{KN}$$

$$\text{Poids de poteau des étages courants } : (3,2 - 0,45) \times 25 \times (0,3)^2 = 6,19 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de poteau de Sous sol 1 et 2 } : (2,55 - 0,45) \times 25 \times (0,3)^2 = 4,73 \text{ KN}$$

Poids de poteau de Sous sol 3 : $(3,2 - 0,45) \times 25 \times (0,3)^2 = 6,19 \text{ KN}$

➤ **Charge d’exploitation :**

L’évolution de la charge d’exploitation sont traité sur le tableau suivant :

Tableau II.8 : Dégression des surcharges d’exploitations (poteau central)

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
Terrasse	Q ₀	$\Sigma_0=Q_0$	1
P7	Q ₁	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2,5
P6	Q ₂	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
P5	Q ₃	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
P4	Q ₄	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,10
P3	Q ₅	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7,00
P2	Q ₆	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7,75
P1	Q ₇	$\Sigma_7=Q_0+0,714(Q_1+\dots\dots\dots+Q_7)$	8,50
RDC	Q ₈	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+\dots\dots\dots+Q_8)$	9,28
Sous-sol1	Q ₉	$\Sigma_9=Q_0+0,67(Q_1+\dots\dots\dots+Q_9)$	10,72
Sous-sol2	Q ₁₀	$\Sigma_{10}=Q_0+0,65(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{10})$	12,05

a)-Calcul des charges et surcharges revenant au poteau central :

Exemple de calcul :

● **Sous terrasse :**

Poids plancher terrasse $G_{pt} = 6,36 \times 16,56 = 105,32 \text{ kN}$
 Poids des poutres longitudinales $G_{pp} = 0,45 \times 0,3 \times 25 \times 4,14 = 13,97 \text{ kN}$
 Poids des poutres transversales $G_{pt} = 0,40 \times 0,25 \times 25 \times 4,00 = 10,00 \text{ kN}$

$G_T = 129,29 \text{ kN}$

● **Niveau (p7 jusqu'au RDC) :**

Poids plancher courant $G_{PC} = 5,41 \times 16,56 = 89,48 \text{ kN}$
 Poids des poutres longitudinales $G_{pp} = 0,45 \times 0,3 \times 25 \times 4,14 = 13,97 \text{ kN}$

Poids des poutres transversales $G_{pt} = 0,40 \times 0,3 \times 25 \times 4,00 = 10,00 \text{ kN}$
 Poids de poteau des étages courants : $(3,2 - 0,45) \times 25 \times (0,3)^2 = 6,19 \text{ KN}$

 $G_T = 119,64 \text{ kN}$

● Niveau de plancher sous sol (1 et 2) :

Poid plancher courant $G_{pc} = 6,33 \times 16,56 = 104,82 \text{ KN}$
 poids des poutres ps+pp $G_{pp} + G_{ps} = 23,97 \text{ kN}$
 Poids du poteau $GP = (3,2 - 0,45) \times 25 \times (0,3)^2 = 6,19 \text{ KN}$

 $G_T = 134,98 \text{ kN}$

Tableau II.9: Vérification de l’effort normal réduit avec augmentation des dimensions de poteau central.

Etages	Niveau	Désignation des éléments	G (KN)	Q (KN)
Terrasse	N1	Poids du plancher terrasse Corp. Creux	105,32	16,56
		Poids des poutres ps+pp	23,97	
		Total	129,29	
7 ^{ème} étage	N2	Venant de N1	129,29	41,40
		Poids du plancher Corp. creux	89,48	
		Poids des poutres ps+pp	23,97	
		Poids de poteau de l’étage courant } X1	6,19	
Total	248,93			
6 ^{ème} étage	N3	Venant de N2	248,93	63,76
		X1	119,64	
		Total	368,57	
5 ^{ème} étage	N4	Venant de N3	368,57	83,63
		X1	119,64	
		Total	488,21	
4 ^{ème} étage	N5	Venant de N4	488,21	101,02
		X1	119,64	
		Total	607,85	
3 ^{ème} étage	N6	Venant de N5	607,85	115,92
		X1	119,64	
		Total	727,48	
2 ^{ème} étage	N7	Venant de N6	727,48	128,34
		X1	119,64	

		Total	847,13	
1 ^{ème} étage	N8	Venant de N7	847,13	140,76
		X1	119,64	
		Total	966,77	
RDC	N9	Venant de N8	966,77	153,67
		X1	119,64	
		Total	1086,41	
Sous-sol1	N10	Venant de N9	1086,41	177,52
		Poid de plancher	104,82	
		Poids des poutres ps+pp	23,97	
		Poids de poteau	6,19	
		Total	1221,39	
Sous-sol2	N11	Venant de N9	1221,39	199,55
		X2	134,98	
		Total	1356,37	
Total			1356,37	199,55

Tableau II.10 : Choix des sections des poteaux centraux.

Etages	NG(kN)	NQ(kN)	NU(kN)	BR(cm ²)	a=b(cm)	RPA(cm ²)	CHOIX (cm ²)
Terrasse	129,29	16,56	199,38	131,59	13,47	30*30	35*35
7 ^{ème} étage	248,93	41,40	398,16	262,78	18,21	30*30	35*35
6 ^{ème} étage	368,57	63,76	593,21	391,52	21,79	30*30	35*35
5 ^{ème} étage	488,21	83,63	784,53	517,79	24,75	30*30	40*40
4 ^{ème} étage	607,85	101,02	972,13	641,60	27,33	30*30	40*40
3 ^{ème} étage	727,48	115,92	1155,98	762,95	29,62	30*30	45*45
2 ^{ème} étage	847,13	128,34	1336,14	881,85	31,70	30*30	45*45
1 ^{ème} étage	966,77	140,76	1516,28	1000,74	33,63	30*30	45*45
RDC	1086,41	153,67	1697,16	1120,13	35,47	30*30	50*50
sous-sol1	1221,39	177,52	1915,16	1264,01	37,55	30*30	50*50
Sous –sol2	1356,37	199,55	2130,42	1406,08	39,50	30*30	50*50

b) Calcul des charges et surcharges revenant au poteau de rive :

Poteau de rive de l'axe E-2 ($s=11,16m^2$).

L'évolution de la charge d'exploitation sont traité sur le tableau suivant :

Tableau II.11 : Dégression des surcharges d'exploitations (poteau de rive)

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN)
Terrasse	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$	11,16
P7	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	27,90
P6	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	42,97
P5	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	56,36
P4	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	68,08
P3	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	78,12
P2	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	86,49
P1	Q_7	$\Sigma_7=Q_0+0,714(Q_1+\dots+Q_7)$	94,86
RDC	Q_8	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+\dots+Q_8)$	103,56
Sous-sol1	Q_9	$\Sigma_9=Q_0+0,67(Q_1+\dots+Q_9)$	119,58
Sous-sol2	Q_{10}	$\Sigma_{10}=Q_0+0,65(Q_1+\dots+Q_{10})$	134,48

Exemple de calcul :

● Sous terrasse :

Poids plancher terrasse	$G_{pt} = 6,36 \times 11,16 = 70,98 \text{ kN}$
Poids des poutres longitudinales	$G_{pp} = 0,45 \times 0,3 \times 25 \times 3,93 = 13,26 \text{ kN}$
Poids des poutres transversales	$G_{pt} = 0,40 \times 0,25 \times 25 \times 4,18 = 10,45 \text{ kN}$
Le poids de l'acrotère	$G_{acr} = 2,229 \times 8,11 = 18,09 \text{ kN}$

$$G_T = 112,78 \text{ kN}$$

● Niveau (p7 jusqu'à RDC) :

Poids plancher courant	$G_{pc} = 5,41 \times 11,16 = 60,38 \text{ kN}$
Poids des poutres longitudinales	$G_{pp} = 0,45 \times 0,3 \times 25 \times 3,93 = 13,26 \text{ kN}$
Poids des poutres transversales	$G_{pt} = 0,40 \times 0,3 \times 25 \times 4,18 = 10,45 \text{ kN}$
Poids de poteau des étages courants :	$(3,2 - 0,45) \times 25 \times (0,3)^2 = 6,19 \text{ kN}$

$$G_T = 90,28 \text{ kN}$$

● Niveau de plancher sous sol (1 et 2) :

Poids plancher courant	$G_{pc} = 6,33 \times 16,56 = 104,82 \text{ kN}$
------------------------	--------------------------------------------------

poids des poutres longitudinales

$$G_{pp} = 0,45 \times 0,3 \times 25 \times 4,14 = 13,97 \text{ kN}$$

Poids des poutres transversales

$$G_{pt} = 0,40 \times 0,25 \times 25 \times 4,00 = 10,00 \text{ kN}$$

Poids du poteau

$$G_P = (3,2 - 0,45) \times 25 \times (0,3)^2 = 6,19 \text{ kN}$$

$$G_T = 134,98 \text{ kN}$$

Tableau II.12: Vérification de l'effort normal réduit avec augmentation des dimensions des poteaux de rive.

Etages	Niveau	Désignation des éléments	G (KN)	Q (KN)
Terrasse	N1	Poids du plancher terrasse Corp. Creux	70,98	11,16
		Poids des poutres ps+pp	23,71	
		Le poids de l'acrotère	18,09	
		Total	112,78	
7 ^{ème} étage	N2	Venant de N1	112,78	27,90
		Poids du plancher Corp. creux	60,38	
		Poids des poutres ps+pp	23,71	
		Poids de poteau de l'étage courant	6,19	
Total	203,06			
6 ^{ème} étage	N3	Venant de N2	203,06	42,97
		X1	90,28	
		Total	293,34	
5 ^{ème} étage	N4	Venant de N3	293,34	56,36
		X1	90,28	
		Total	383,62	
4 ^{ème} étage	N5	Venant de N4	383,62	68,08
		X1	90,28	
		Total	473,90	
3 ^{ème} étage	N6	Venant de N5	473,90	78,12
		X1	90,28	
		Total	564,18	
2 ^{ème} étage	N7	Venant de N6	564,18	86,49
		X1	90,28	
		Total	654,46	
1 ^{ème} étage	N8	Venant de N7	654,46	94,86
		X1	90,28	
		Total	744,74	

RDC	N9	Venant de N8	744,74	103,56
		X1	90,28	
Total			835,02	
Sous-sol1	N10	Venant de N9	835,02	119,58
		Poid de plancher	104,82	
		Poids des poutres ps+pp	23,97	
		Poids de poteau	6,19	
Total			969,97	
Sous-sol2	N11	Venant de N9	969,97	134,48
		X2	134,98	
		Total	1104,95	
Total			1104,95	134,48

Tableau II.13: Choix des sections des poteaux de rive

Etages	NG(kN)	NQ(kN)	NU(kN)	BR(cm ²)	a=b(cm)	RPA(cm ²)	CHOIX (cm ²)
Terrasse	112,78	11,16	168,99	111,54	12,56	30*30	30*30
7^{ème} étage	203,06	27,90	315,98	208,55	16,44	30*30	30*30
6^{ème} étage	293,34	42,97	460,46	303,91	19,43	30*30	30*30
5^{ème} étage	383,62	56,36	602,43	397,60	21,94	30*30	30*30
4^{ème} étage	473,90	68,08	741,89	489,64	24,13	30*30	35*35
3^{ème} étage	564,18	78,12	878,82	580,02	26,08	30*30	35*35
2^{ème} étage	654,46	86,49	1013,26	668,75	27,86	30*30	40*40
1^{ème} étage	744,74	94,86	1147,69	757,47	29,52	30*30	40*40
RDC	835,02	103,56	1282,62	846,53	31,27	30*30	45*45
Sous-sol 1	969,97	119,58	1488,83	982,63	33,35	30*30	45*45
Sous-sol2	1104,95	134,48	1693,40	1117,64	35,43	30*30	45*45

b) Calcul des charges et surcharges revenant au poteau d'angle :

Poteau d'angle de l'axe H-2 ($s=5,52m^2$).

Tableau II.14 : Dégression des surcharges d'exploitations (poteau d'angle).

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN)
Terrasse	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$	5,52
P7	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	13,80
P6	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	21,25
P5	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	26,88
P4	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	33,67
P3	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	38,64
P2	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	42,78
P1	Q_7	$\Sigma_7=Q_0+0,714(Q_1+\dots+Q_7)$	46,92
RDC	Q_8	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+\dots+Q_8)$	51,23
Sous-sol1	Q_9	$\Sigma_9=Q_0+0,67(Q_1+\dots+Q_9)$	59,15
Sous-sol2	Q_{10}	$\Sigma_{10}=Q_0+0,65(Q_1+\dots+Q_{10})$	66,52

Exemple de calcul :

● **Sous terrasse :**

Poids plancher terrasse	$G_{pt} = 6,36 \times 5,52 = 35,11 \text{ kN}$
Poids des poutres longitudinales	$G_{pp} = 0,45 \times 0,3 \times 25 \times 2,74 = 9,25 \text{ kN}$
Poids des poutres transversales	$G_{pt} = 0,40 \times 0,25 \times 25 \times 2,02 = 5,05 \text{ kN}$
Le poids de l'acrotère	$G_{acr} = 2,229 \times 4,75 = 10,60 \text{ kN}$

$$G_T = 60,01 \text{ kN}$$

● **Niveau (p7 jusqu'à RDC) :**

Poids plancher courant	$G_{PC} = 5,41 \times 5,52 = 29,86 \text{ kN}$
Poids des poutres longitudinales	$G_{pp} = 0,45 \times 0,3 \times 25 \times 2,74 = 9,25 \text{ kN}$
Poids des poutres transversales	$G_{pt} = 0,40 \times 0,3 \times 25 \times 2,02 = 5,05 \text{ kN}$
Poids de poteau des étages courants :	$(3,2 - 0,45) \times 25 \times (0,3)^2 = 6,19 \text{ kN}$

$$G_T = 50,35 \text{ kN}$$

● Niveau de plancher sous sol (1 et 2) :

Poids plancher courant

$$G_{pc} = 6,33 \times 16,56 = 104,82 \text{ kN}$$

Poids des poutres longitudinales

$$G_{pp} = 0,45 \times 0,3 \times 25 \times 4,14 = 13,97 \text{ kN}$$

Poids des poutres transversales

$$G_{pt} = 0,40 \times 0,25 \times 25 \times 4,00 = 10,00 \text{ kN}$$

Poids du poteau

$$G_P = (3,2 - 0,45) \times 25 \times (0,3)^2 = 6,19 \text{ kN}$$

$$\underline{\underline{G_T = 134,98 \text{ kN}}}$$

Étages	Niveau	Désignation des éléments	G (KN)	Q (KN)
Terrasse	N1	Poids du plancher terrasse Corp. Creux	35,11	5,52
		Poids des poutres ps+pp	14,30	
		Le poids de l'acrotère	10,60	
		Total	60,01	
7 ^{ème} étage	N2	Venant de N1	60,01	13,80
		Poids du plancher Corp. creux	29,86	
		Poids des poutres ps+pp	14,30	
		Poids de poteau de l'étage courant	6,19	
Total	110,36			
6 ^{ème} étage	N3	Venant de N2	110,36	21,25
		X1	50,35	
		Total	160,71	
5 ^{ème} étage	N4	Venant de N3	160,71	26,88
		X1	50,35	
		Total	211,06	
4 ^{ème} étage	N5	Venant de N4	211,06	33,67
		X1	50,35	
		Total	261,41	
3 ^{ème} étage	N6	Venant de N5	261,41	38,64
		X1	50,35	
		Total	311,76	
2 ^{ème} étage	N7	Venant de N6	311,76	42,78
		X1	50,35	
		Total	362,11	
1 ^{ème} étage	N8	Venant de N7	362,11	46,92
		X1	50,35	
		Total	412,46	

RDC	N9	Venant de N8	412,46	51,23
		X1	50,35	
		Total	462,81	
Sous-sol1	N10	Venant de N9	462,81	59,15
		Poid de plancher	104,82	
		Poids des poutres ps+pp	23,97	
		Poids de poteau	6,19	
		Total	597,79	
Sous-sol2	N11	Venant de N9	597,79	66,52
		X2	134,98	
		Total	732,77	
		Total	732,77	66,52

Tableau II.15: Vérification de l'effort normal réduit avec augmentation des dimensions des poteaux d'angle.

Etages	NG(kN)	NQ(kN)	NU(kN)	BR(cm ²)	a=b(cm)	RPA(cm ²)	CHOIX (cm ²)
Térasse	60,01	5,52	89,29	58,93	9,68	30*30	30*30
7 ^{ème} étage	110,36	13,80	169,69	111,99	12,58	30*30	30*30
6 ^{ème} étage	160,71	21,25	248,83	164,23	14,82	30*30	30*30
5 ^{ème} étage	211,06	26,88	325,25	214,67	16,65	30*30	30*30
4 ^{ème} étage	261,41	33,67	403,41	266,25	18,32	30*30	35*35
3 ^{ème} étage	311,76	38,64	478,84	316,03	19,78	30*30	35*35
2 ^{ème} étage	362,11	42,78	553,02	364,99	21,10	30*30	35*35
1 ^{ème} étage	412,46	46,92	627,20	413,95	22,35	30*30	35*35
RDC	462,81	51,23	701,64	463,08	23,52	30*30	40*40
Sous-sol1	597,79	59,15	895,74	591,18	26,31	30*30	40*40
Sous-sol2	732,77	66,52	1089,02	718,75	28,80	30*30	40*40

Tableau II.16: Choix des sections des poteaux d'angle

➤ **Le choix final des sections des poteaux :**

« Pour confirmer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives, des sections comparables à celles des poteaux centraux » et pour cela on va regrouper ces sections dans ce tableau suivant :

Tableau II.17 : Tableau comparatif des sections des poteaux.

Etages	Carrée (axa)[cm ²]
Terrasse	35*35
7 ^{ème} étage	35*35
6 ^{ème} étage	35*35
5 ^{ème} étage	40*40
4 ^{ème} étage	40*40
3 ^{ème} étage	45*45
2 ^{ème} étage	45*45
1 ^{ème} étage	45*45
RDC	50*50
Sous-sol1	50*50
Sous-sol2	50*50

Vérification au RPA :

Le bâtiment étudié sera implanté en zone III :

-Min (b, h) ≥ 30cmvérifié dans tous les cas.

-Min(b, h) ≥ $\frac{he}{20}$ avec he =hauteur de l'étage.

Min(b, h)=40

H_e(m)=3,2. $\frac{he}{20}$ (cm)=16,00cm vérifié

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ $\frac{b}{h} = 1$ pour tout les sections car h=bvérifié.

II.4.3 Pré dimensionnement des voiles :

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, ils sont conçus de façon à reprendre les charges et surcharges verticales, et assure la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (**séisme**). Pour leur pré dimensionnement, nous avons basés sur les recommandations du le **RPA99 version 2003**.

L'épaisseur minimale est de **15cm**. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités

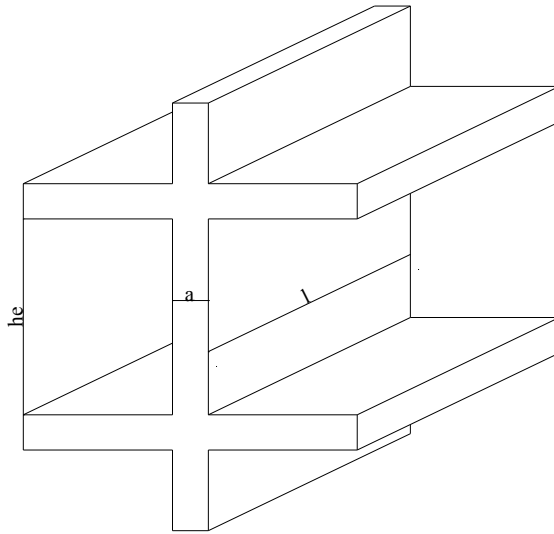


Figure II.5: Schéma du voile.

Dans notre cas : $a_{\min} \geq \max(15\text{cm} ; h_e / 22)$.

Avec:

h_e : Hauteur d'étage.

a_{\min} : Epaisseur de voile

Pour le S.S $h_e = (3,2 - 0,45) = 2,75\text{m}$.

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15\text{cm} ; 12,5\text{cm} \right\} \Rightarrow a_{\min} \geq 15\text{cm}$$

Pour RDC $h_e = (3,2 - 0,45) = 2,75\text{m}$

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15\text{cm} ; 12,5\text{cm} \right\} \Rightarrow a_{\min} \geq 15 \text{ cm.}$$

Conclusion : On adopte une épaisseur de voile : $ep_{\text{voile}} = 15\text{cm}$.

III.1. INTRODUCTION :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement à la résistance de l'ossature.

Nous considérons dans ce chapitre l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment, l'acrotère, les escaliers, les planchers, balcon.

- l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.
- Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement "*BAEL 91 modifié 99*" en respectant le règlement parasismique Algérien "*RPA 99 version 2003*".

III.2. L'ACROTÈRE:

III.2.1. Définition :

- L'acrotère est une construction complémentaire sur la plancher terrasse ayant pour objectif d'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute.
- L'acrotère est un élément non structural, elle sera calculée comme une console encadrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse ; d'après sa disposition, l'acrotère est soumise à une flexion composée due aux charges suivantes :
 - Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
 - Une force horizontale due à une main courante $Q=1\text{ kN/ml}$.
- Le calcul se fait pour une bande de **1m** de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

Largeur $b = 100\text{ cm}$

Hauteur $H = 60\text{ cm}$

Epaisseur $e = 10\text{ cm}$

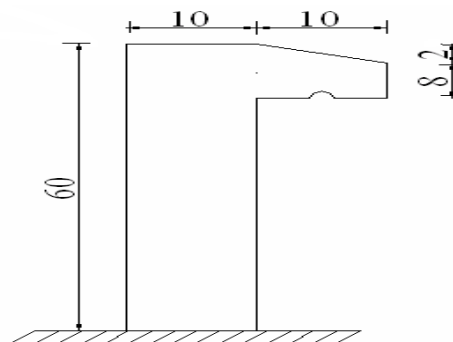


Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère.

III.2.2 Evaluation des charges :

a. Charges permanentes :

Le poids propre de l'acrotère pour **1ml** est de : $G = S \times \rho$.

ρ : le poids volumique tel que $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

S : la surface transversale totale de l'acrotère

$$S = \left[(0,10 \times 0,6) + (0,08 \times 0,10) + 0,1 \times \frac{0,02}{2} \right] = 0,069 \text{ m}^2$$

D'où le poids propre de l'acrotère :

$$G_1 = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ml}$$

-Revêtement en ciment ($e_p = 2 \text{ cm}$; $\rho = 18 \text{ kN/m}^3$) :

$$G_2 = \rho_{ci} \times e_p \times P_{cme} = 18 \times 0,02 \times (0,6 + 0,1) \times 2 = 0,504 \text{ kN/ml}$$

$$G_{tot} = G_1 + G_2$$

$$G_{tot} = 1,725 + 0,504 = 2,229 \text{ kN/ml}$$

Le poids total de l'acrotère :

$$G_t = 2,23 \text{ kN/ml}$$

b. Charge d'exploitation :

$$Q = 1,00 \text{ kN/ml}$$

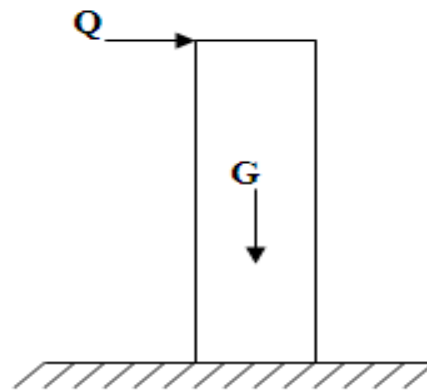


Figure III.2 : Sollicitations de l'acrotère.

c. L'action des forces horizontales Q_h (F_p) :

Le RPA préconise une vérification de l'acrotère à la composante horizontale de la charge

sismique donnée par : L'action des forces horizontales est donnée par :

$$F_p = 4AC_p W_p \dots\dots$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) [4] (zone III, groupe d'usage 2)..... [A=0,25].

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1) [4]
[C_p=0,8]..... (élément console)

W_p : Poids de l'acrotère ; **W_p=2,229KN.**

$$F = \max (F_p, F_q)$$

avec : F_p = 4AC_pW_p [4].

F_q : la poussée horizontale F_q = 100kg/ml.

$$F_{1p} = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,229 = 1,783 \text{KN}$$

$$Q_u = \text{Max} (1,5Q ; F_p)$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,783 \text{kN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = Q_h = 1,783 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de **1m** de largeur :

$$G_0 = 2,229 \text{kN/ml} \text{ et } Q = 1,783 \text{KN/ml.}$$

III.2.3.Calcul des efforts :

Pour une bande de 1m de largeur : le calcul se fait à l'état ultime et à l'état service(**FP**).

E.L.U :

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 2,229 = 3,010 \text{ kN}$$

$$M_u = 1,5Q_h \cdot h = 1,5 \times 1,783 \times 0,6 = 1,604 \text{KN.m}$$

$$T_u = 1,5Q_h = 2,541 \text{KN}$$

E.L.S :

$$N_{ser}=G=2,229kN$$

$$M_{ser}=Q_h \cdot h=1,070kNm$$

$$T_{ser}=Q_h=1,783kN/ml$$

Tableau III.1 : Calcul des sollicitations.

	N(KN)	M (KN.m)	T (KN)
ELU	3,01	1,60	2,67
ELS	2,229	1,07	1,783

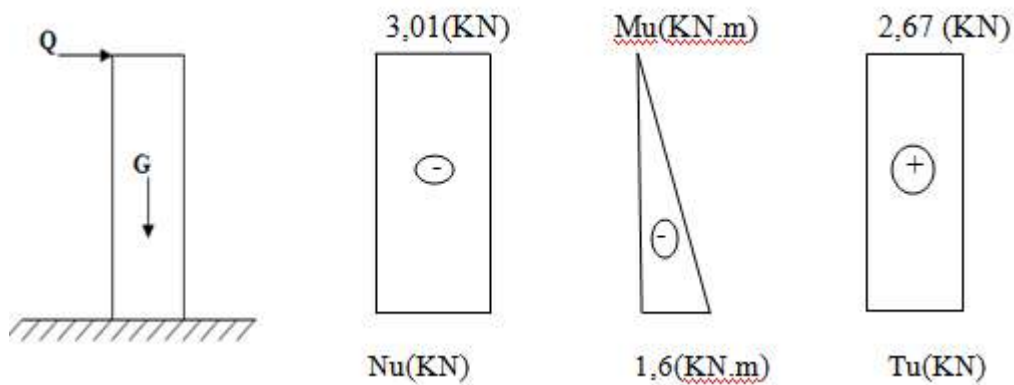


Figure III.3: Diagramme des efforts à l'ELU

III.2.4.Ferraillage de l'acrotère:

$$h=10cm; \quad b=100cm; \quad f_{c28}=25MPa; \quad \sigma_{bc}=14,17MPa; \quad f_e=400MPa; \quad c=c'=2cm$$

$$M_u= 1,60 \text{ kN.m}; \quad N_U=3,01 \text{ KN}; \quad d = h-c= 8 \text{ cm}$$

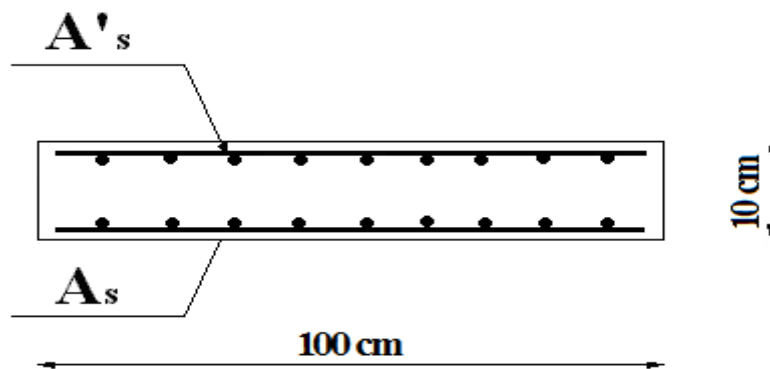


Figure III.4: coupe transversale de l'acrotère.

a)-Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,60 \times 10^2}{3,01} = 53,31 \text{ cm} \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve de la zone l'extrémité de la section, et l'effort normale étant un effort de compression.

-Donc la section est partiellement comprimée (SPC).

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

b)-Calcul du moment fictif « M_f » :

$$\triangleright M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,6 + 3,01 \times 10^{-2} \left(\frac{10}{2} - 2 \right) = 1,69 \text{ kNm}$$

$$\triangleright \mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{1,69 \times 10^{-3}}{1 \times (0,08)^2 \times 14,17} = 0,015$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0 \Leftrightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\triangleright \alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,0189$$

$$\triangleright Z = d(1 - 0,4\alpha) = 7,92 \text{ cm}$$

$$\text{➤ } \mu = 0,015 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$\text{➤ } A_{sf} = \frac{M_F}{Z\sigma_s} \Rightarrow A_{sf} = 61,32 \text{mm}^2$$

$$\text{➤ } A_{s1} = A'_s = 0.$$

$$\text{➤ } A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_U}{\sigma_s} = 61,32 - \frac{3,01 \times 10^3}{348} = 52,67 \text{mm}^2$$

$$\text{➤ } \text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{cm}^2 \\ A_{s2} = 0,52 \text{cm}^2 \end{cases}$$

III.2.5 Vérification de la section d'acier selon le [1] :

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par :

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{MPa}; \quad f_e = 400 \text{MPa}; \quad b = 100 \text{cm}; \quad d = 8 \text{cm}.$$

$$A_{s \min} \geq \text{Max} \{ 1; 0,966 \} = 1 \text{cm}^2$$

Donc :

On opte finalement pour **6T6** = 1,70 cm²

$$\text{Avec un espacement } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{cm}$$

III.2.6. Armatures de répartitions :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,425 \text{cm}^2$$

On choisit **4T6** = 1,13 cm² avec un espacement. $S_t = \frac{60-5}{3} = \frac{55}{3} = 18,00 \text{cm}$

III.2.7.Vérification à L'E.L.S :

a)- Détermination de l'axe neutre :

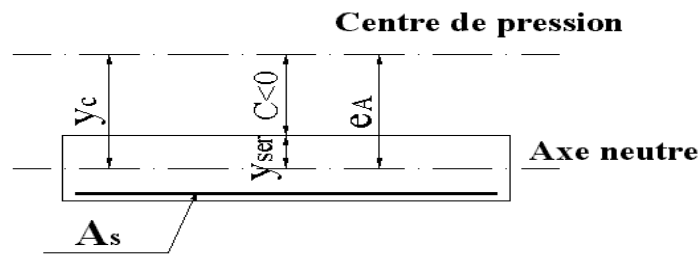


Figure III.5: distance de l'axe neutre

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 47,96 \text{ cm}$$

On a : $e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 50,96 \text{ cm} \Rightarrow C = -43 \text{ cm} \quad (C < 0)$$

D'après le [1], on doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n = 15; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A'_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A'_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} \end{array} \right. \text{ et}$$

$$p = -3x(43)^2 + 6x15x(-43-2)x\frac{1,7}{100} + 6x15x(8+43)x\frac{1,7}{100} = -5467,44cm^2$$

$$q = -2x(43)^3 - 6x15x(-43-2)^2x\frac{1,7}{100} + 6x15x(8+43)^2x\frac{1,7}{100} = 154876,88cm^3$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = 154876,88^2 + \left(\frac{-4x(5467,44)^3}{27}\right) = -2,261 < 0$$

D'où :

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -\frac{3x154876,88}{2x5467,44} \sqrt{\frac{3}{5467,44}} = -0,99$$

$$\Rightarrow \varphi = 171,89^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 2\sqrt{\frac{5467,44}{3}} = 85,38cm$$

$$y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = 85,38x \cos\left(\frac{171,89}{3} + 120\right) = -85,28cm$$

$$y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 85,38x \cos\left(\frac{171,89}{3}\right) = 46,13cm$$

$$y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 85,38x \cos\left(\frac{171,89}{3} + 240\right) = 39,16cm$$

La solution qui convient est : $y_c = 46,13cm$

Car :

$$0 < y_{ser} = y_c + c < d$$

$$0 < y_{ser} = 46,13 - 43 = 3,13cm < 8cm$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 3,13 \text{ cm} \\ y_c = 46,13 \text{ cm} \end{cases}$$

b) Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2] = 1900,79 cm^4 \quad ; \quad n = 15$$

III.2.8. Vérification des contraintes :

a. Contrainte de béton :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,229 \cdot 10^3 \times 46,13 \cdot 10}{1900,79 \times 10^4} \right) \times 3,13 \times 10 = 1,69 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 1,69 MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots\dots\dots vérifiée.$$

b. Contraintes de l'acier :

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} fe; \text{Max}(0,5 fe; 110 \sqrt{\eta f_{ty}}) \right) = 201,63 MPa \quad (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 15 \times \left(\frac{2,229 \times 10^3}{1900,79 \times 10^4} \times 46,13 \times 10 \right) (8 - 3,13) \times 10 = 47,545 MPa$$

$$\sigma'_s = 15 \times \left(\frac{2,229 \times 10^3}{1900,79 \times 10^4} \times 46,13 \times 10 \right) \times (3,13 - 2) \times 10 = 9,153 MPa$$

III.2.9. Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1 f_{c28}; 4 MPa\} = 2,5 MPa$$

$$\tau_u = \frac{2,67 \cdot 10^3}{1000 \times 80} = 0,033 MPa < \bar{\tau}_u = 2,5 MPa \dots\dots\dots vérifiée$$

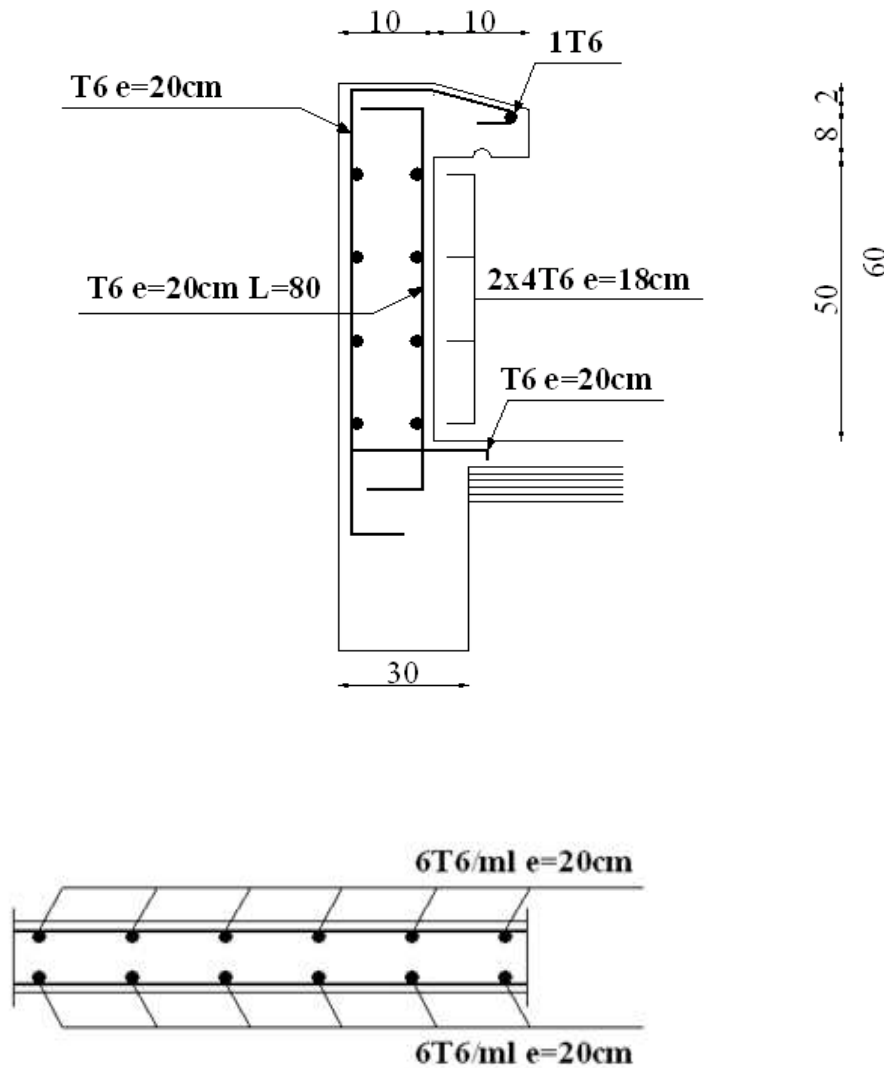


Figure III.6: Ferrailage de l'acrotère

III.3. PLANCHER EN CORPS CREUX :

III.3.1. Introduction :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux ; Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs, et qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux), de dimension (20x16 x65) cm³, avec une table de compression 4 cm d'épaisseur, Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelle.
- La dalle de compression.

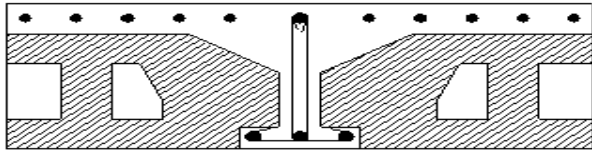


Figure III.7 : Coupe du plancher en corps creux

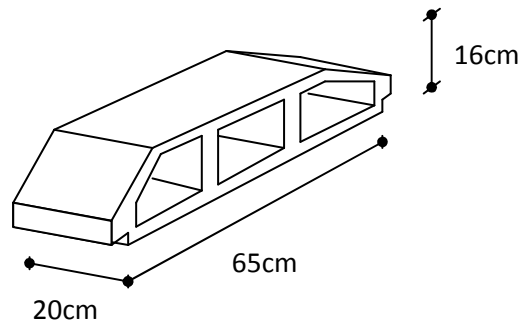


Figure III.8 : Corps Creux

III.3.2. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé ; sont des sections en (T) elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales, Elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis, parallèlement à la petite portée elle supporte :

- Son poids propre
- Poids de corps creux
- Surcharge due à l'ouvrier $q=1 \text{ KN/m}^2$

a). Dimensions de la poutrelle :

On a: $h_t = 20 \text{ cm}$; avec $h_0 = 4\text{cm}$; $h=16 \text{ cm}$

On a: $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times h_t$

On adopte $b_0 = 12 \text{ cm}$; $b=65\text{cm}$

$b_1 = (b-b_0)/2=26,5\text{cm}$

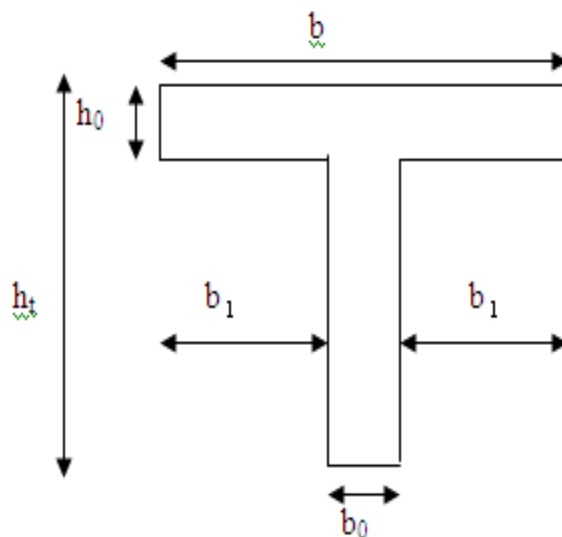


Figure III.9 : Dimensions De La Poutrelle.

Avec :

h_t : Hauteur du plancher

h_0 : Hauteur de la dalle de compression.

b). Calcul des moments :

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

1. Méthode forfaitaire :

Présentation théorique de la méthode forfaitaire Il s'agit d'une méthode simplifiée.

Les pour les éléments fléchis (poutres ou dalles calculée en flexion dans un seul sens) .

les conditions suivantes:

H1 : $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$

H2 : Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

H3 : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

H4 : Fissuration non préjudiciable.

➤ Exposé de la méthode :

• Moment en travée :

$$\bullet \alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

$$\bullet M_i \geq \text{Max} \left\{ 1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0 \right\} - \frac{M_w - M_e}{2}$$

$$\bullet M_i \geq \left\{ (1,02 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \right. \quad \text{Travée de rive}$$

Avec :

M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement

dans la travée considérée.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

- **Moment sur appuis :**

$M=0,2M_0$ appuis de rive.

$M=0,6M_0$ pour une poutre à deux travées.

$M=0,5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées.

$M=0,4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

2. Méthode de CAQUOT :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Elle est basée sur la méthode des poutres continues.

➤ **Exposé de la méthode :**

- **Moment sur appuis :**

$M_a = 0,15M_0$ Appuis de rive.

$M_a = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)}$ Appuis intermédiaire.

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

➤ **Moment en travée :** $M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$

Avec :

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique) ;

$(M_w; M_e)$: les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée ;

q_w : charge répartie à gauche de l'appuis considérée ;

q_e : charge répartie à droite de l'appuis considérée.

On calcul, de chaque coté de l'appuis, les longueurs de travées fictives " l'_w " à gauche et " l'_e " à droite, avec :

$l'=l$pour une travée de rive

$l'=0,8l$pour une travée intermédiaire

Où " l " représente la portée de la travée libre.

➤ **Effort tranchant :**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré,

T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

1. Méthode des éléments finis « Sap2000 » :

Les moments, et les efforts tranchants sont calculés A l'aide du logiciel **sap2000**.

c).Calcul Des Poutrelles:

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes:

-Avant le coulage de la dalle de compression.

-Après le coulage de la table de compression.

c.1. Phase N°1 de calcul (Avant coulage) :

Rq : Avant le coulage de la table de compression ; la poutrelle est considérée comme une poutre

simple appuis.

c.1. 1. Evaluation des charges :

➤ **Charges permanentes :**

Poids propre de la poutrelle $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{KN/ml}$

Poids propre du corps creux $0,65 \times 0,2 \times 14 = 1,82 \text{KN/ml}$

$$G = 0,15 + 1,82 = 1,94 \text{KN/m}$$

➤ **Charges d'exploitations :**

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{kN/ml}$$

c.1. 2. Combinaison des charges :

➤ **E.L.U :** $q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,60 \text{kN/ml}$

➤ **E.L.S :** $q_{ser} = G + Q = 2,59 \text{kN/ml}$

Calcul des moments :

On prend $L_{\max} = 4,32 \text{m}$.

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,60 \times (4,32)^2}{8} = 8,40 \text{kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,59 \times (4,32)^2}{8} = 6,04 \text{kNm}$$

c.1.3. Calcul du ferrailage :

$h_0 = 4 \text{ cm}$; $b = 12 \text{cm}$.

$$d = 0,9 h = 3,6 \text{ cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

D'après l'organigramme de la flexion simple on a:

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{8,40 \times 10^6}{120 \times (35)^2 \times 14,17} = 3,81$$

$$\mu = 3,81 \gg \mu_r = 0,392 \longrightarrow A_s \neq 0.$$

D'après les résultats, les armatures de compression sont nécessaires, mais pratiquement il est impossible de les placer parce que la section du béton est trop faible, alors il est nécessaire de disposer des étalements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et pendant le coulage sans qu'elle fléchisse.

c.2-phase N°2 de calcul (après le coulage) :

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en section "Té"

➤ Charges et surcharges :

Plancher en corps creux (hourdis en béton) :

- plancher terrasse inaccessible : $G = 6,36 \text{ KN/m}^2$, $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.
- plancher étage courant : $G = 5,71 \text{ KN/m}^2$, $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$.

• Evaluation des charges :

$$Q_u = (1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q) \cdot 0,65$$

$$Q_{ser} = (G + Q) \cdot 0,65$$

Tableau III.2 : Evaluation des charges et surcharges.

Plancher		G (kn/m ²)	Q (kn/m ²)	Qu(KN/m)	Qser(KN/m)
Hourdis en béton	Terrasse	6,36	1	6,55	4,78
	Etage Courant	5,71	1,5	6,47	4,68

Conclusion :

Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher terrasse ayant la plus grande sollicitation,
Et on généralise pour les autres planchers.

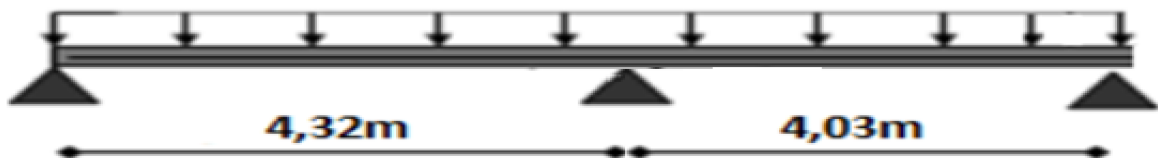
➤ **Calcul des efforts internes :**

a).Poutrelle à deux travées :

Méthode : forfaitaire.

Récapitulation des moments sur appuis et en travées de la poutrelle. (4,32m ;4,03m)

• **Schémostatique :**



$$\begin{cases} q_u = 6,55 \text{ kN} / \text{ml} \\ q_{ser} = 4,78 \text{ kN} / \text{ml} \end{cases}$$

▪ **Application :**

$$1) Q = 1.5 \text{ kN/m}^2 < \begin{cases} 5 \text{ kN/m}^2 \\ 2G = 8,26 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.

$$3) \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4,32}{4,03} = 1,07 \Rightarrow 0,8 < 1,07 < 1,25 \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

4) La fissuration est peu nuisible. \Rightarrow Alors cette méthode est applicable

Calcul des moments :

1. ELU:

-Travée A-B

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{6,55 \cdot (4,32)^2}{8} = 15,28 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

-Travée B-C:

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{6,55 \cdot (4,03)^2}{8} = 13,26 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

• **Moment sur appuis :**

$$M_1 = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = 0,6 M_0 = 9,17 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_3 = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

-Travée A-B :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 M_0 \\ (1 + 0,3 \alpha) M_0 \end{array} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3 \alpha) \frac{M_0}{2}$$

Donc : **Mt = 12,075kN.m**

Travée B-C :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 M_0 \\ (1 + 0,3 \alpha) M_0 \end{array} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3 \alpha) \frac{M_0}{2}$$

Donc : **Mt = 9,87kN.m**

2. ELS :

-Travée A-B:

$$M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{4,78(4,32)^2}{8} = 11,15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

-Travée B-C:

$$M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{4,78 \cdot (4,03)^2}{8} = 9,70 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_1 = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = 0,6 M_0 = 6,69 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_3 = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- **Moment en travée :**

-Travée A-B :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 M_0 \\ (1 + 0,3 \alpha) M_0 \end{array} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3 \alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$\text{Donc : } \mathbf{M_t = 9,45 \text{ kN} \cdot \text{m}}$$

Travée B-C :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 M_0 \\ (1 + 0,3 \alpha) M_0 \end{array} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

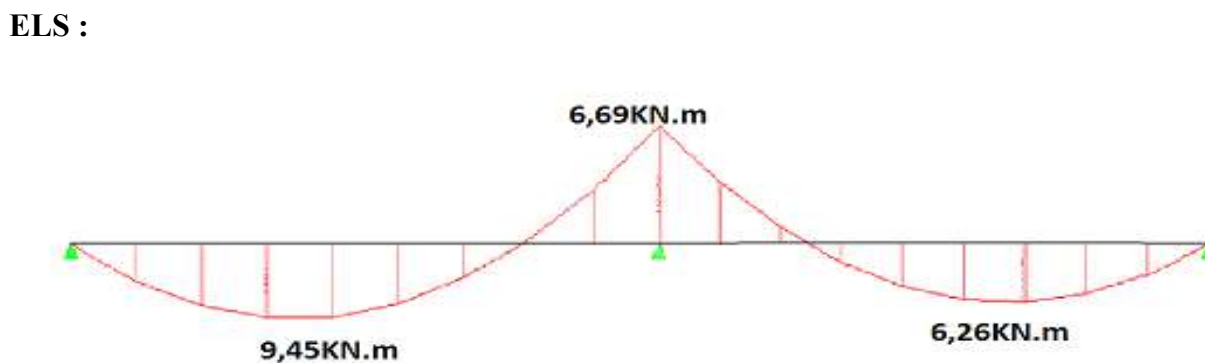
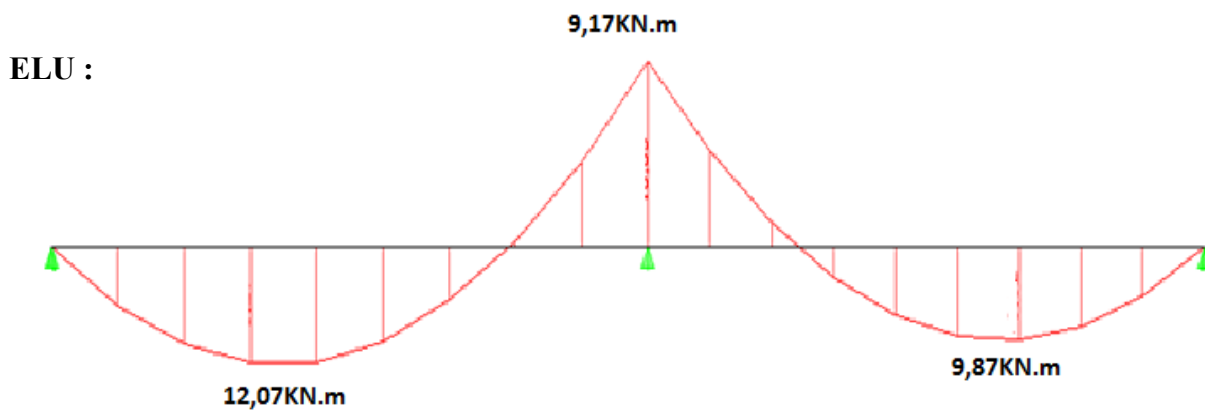
$$M_t \geq (1,2 + 0,3 \alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$\text{Donc : } \mathbf{M_t = 7,09 \text{ kN} \cdot \text{m}}$$

Tableau III.3 : Moment fléchissant, Efforts tranchant de la poutrelle à 02 travées.

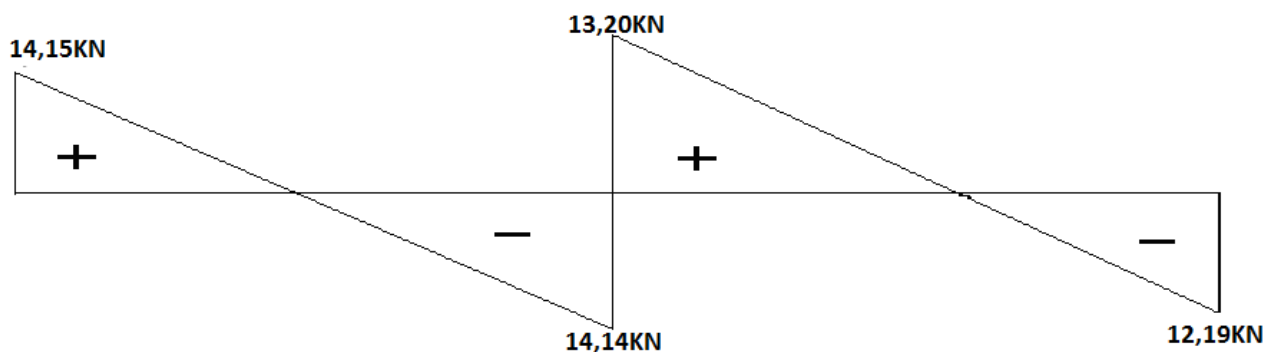
Appuis	Moment sur appuis (kNm)		Travée	Portée réelle (m)	Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							T _w	T _e	T _w	T _e
1	0	0	1-2	4,32	12,07	9,45	14,15	-14,13	10,32	-10,32
2	9,17	6,69	2-3	4,03	9,87	7,07	13,20	-13,19	9,63	-9,62
3	0	0								

1-Diagrammes des moments fléchissant :



2-Diagrammes des efforts tranchant :

ELU :



ELS :

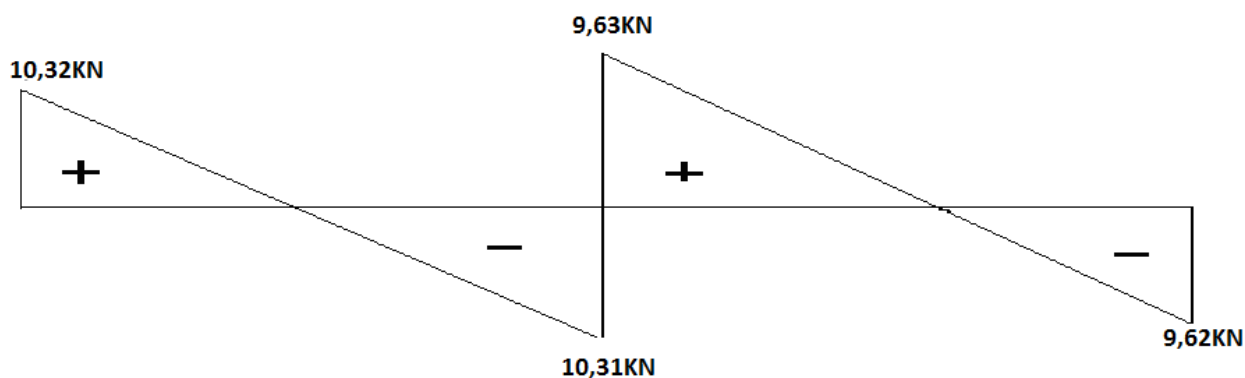


Figure III.10 : Moment fléchissant, Efforts tranchant de la poutrelle à 02 travées.

b).Poutrelle à trois travées :

Méthode : forfaitaire.

Récapitulation des moments sur appuis et en travées de la poutrelle. (4,32m ;4,03m ;3,97m)

• Schéma statique :

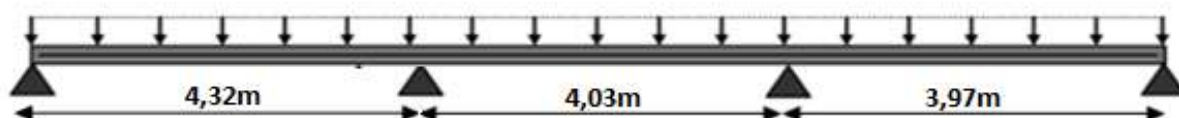
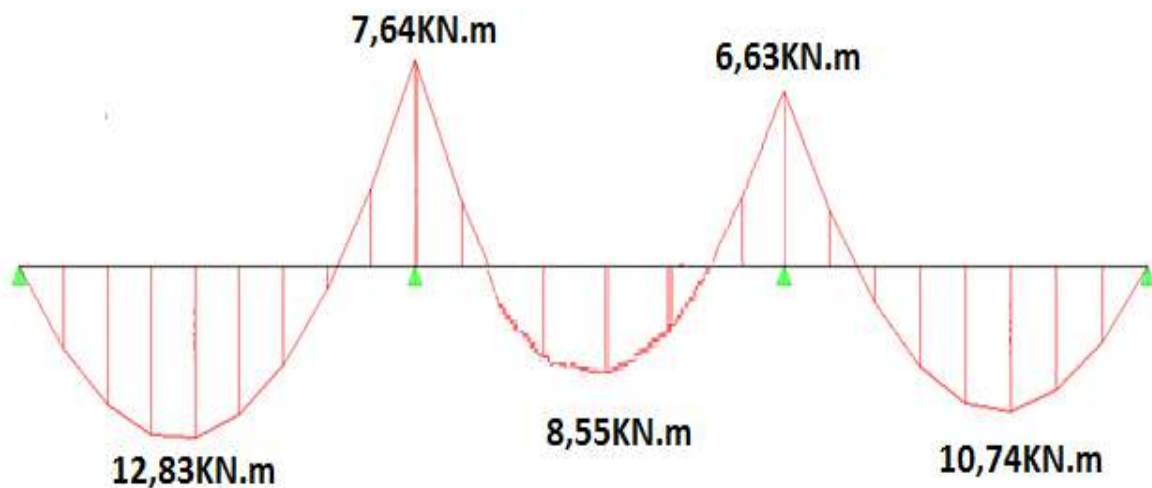


Tableau III.4 : Moment fléchissant, Efforts tranchant de la poutrelle à 03 travées.

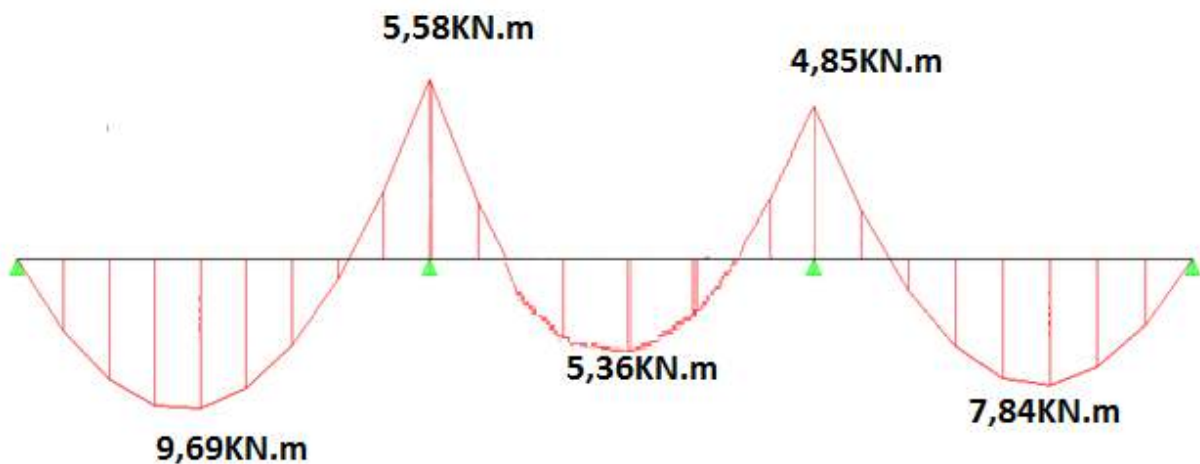
Appuis	Moment sur appuis (kNm)		Travée	Portée réelle (m)	Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							T _w	T _e	T _w	T _e
1	0	0	1-2	4,32	12,83	9,96	14,15	-14,14	10,32	-10,31
2	7,64	5,58	2-3	4,03	8,55	5,36	13,20	-13,19	9,63	-9,61
3	6,36	4,85	3-4	3,97	10,74	7,84	13,01	-13,00	9,50	-9,48
4	0	0								

1-Diagrammes des moments fléchissant :

ELU :

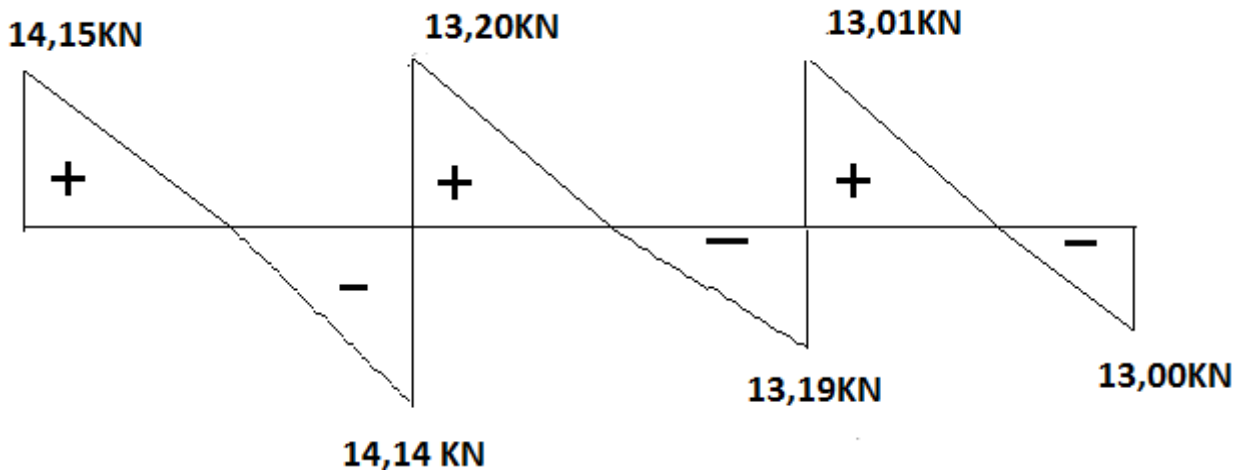


ELS :



2-Diagrammes des efforts tranchant :

ELU :



ELS :

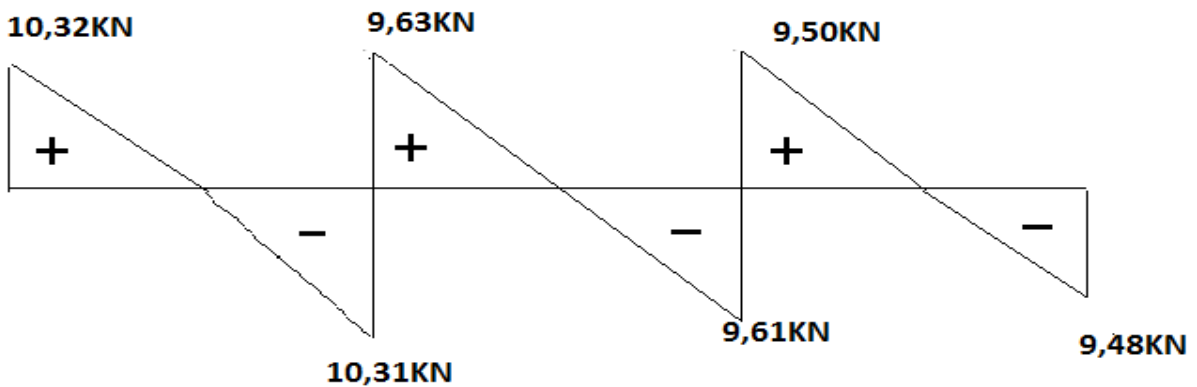


Figure III.11 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 03 travées.

• Calcul du ferrailage :

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a un moment plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

E.L.U :

$$M_{tu}^{max} = 12,83kNm$$

$$M_{au}^{max} = 9,17kNm$$

$$T_u^{\max} = 14,15 \text{ kN}$$

E.L.S :

$$M_{tser}^{\max} = 9,96 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{\max} = 6,69 \text{ kNm}$$

$$T_u^{\max} = 10,32 \text{ kN}$$

a-Ferraillage en travée :

$h=20\text{cm}$; $h_0=4\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9h=18,00\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

Le calcul des sections en forme de "Té" s'effectue différemment selon l'axe neutre dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- $$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 58,95 \text{ kNm}$$

❖ On a : $M_{tu} < M_{tab}$ alors :

⇒ l'axe neutre est dans la table de compression.

- Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table b .
- Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple.
 - D'après l'organigramme donnant le ferraillage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau III.5 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée

$M_{tu}(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
12,83	0,041	Oui	0	0,052	17,63	Oui	10‰	348	2,09

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{ 2,09 \text{ cm}^2 ; 1,41 \text{ cm}^2 \} = 2,09 \text{ cm}^2$$

⇒ Choix : **3T10** ($A_s=2,36 \text{ cm}^2$).

b-Ferraillage sur appuis :

On a: $M_{au}^{max}=9,17 \text{ kNm} < M_{tab}=58,95 \text{ kNm}$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 \times h$) en flexion simple.

Tableau III.6 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.

$M_{au}(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
9,17	0,029	Oui	0	0,037	17,73	oui	10‰	348	1,49

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{min} \geq 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,27 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,49 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 0,27 \text{ cm}^2$$

Choix : 1T12+1T10 ($A_s=1,92 \text{ cm}^2$)

➤ **Vérification :**

a. Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{max}=14,15 \text{ kN}$.

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} = 0,65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

❖ **Au voisinage des appuis :**

a.1. Appuis de rive :

➤ **Vérification de compression de béton :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u=14,15$ kN (**appuis de rive**)

$$\sigma_b = \frac{14,15 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 0,73 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 1,92 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{f_e} = 0,41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

a.2. Appuis intermédiaires :

➤ **Vérification de la contrainte de compression :**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9b_0d} = \frac{13,20 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 0,68 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 1,94 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -0,29 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

b. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

• **Vérification des contraintes du béton :**

Soit "y" la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance "y" de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

• **Détermination de l'axe neutre :**

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (Y - c') - n A_s (d - Y) = 0$$

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b=65\text{cm}$ (travée) ; $b_0=12\text{cm}$ (appuis) ; $c=c'=2\text{cm}$

y : la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

- Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée
- Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance "y" et le moment d'inertie "I" se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} \frac{b}{2}y^2 - (b - b_0) \cdot \frac{(y - h_0)^2}{2} + \eta A_s' \cdot (y - c') - \eta A_s \cdot (d - y) = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + \eta A_s' \cdot (y - c')^2 + \eta A_s (d - Y)^2. \end{cases}$$

Tableau III.7: vérification à l'ELS

	$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	Vérification
Travée	9,96	2,36	3,92	8332,09	4,68	Vérifiée
Appuis	6,69	1,92	3,59	6983,93	5,12	Vérifiée

Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ • $\frac{h}{L} = 0,046 < 0,0625$ *vérifiée*
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{fe}$ • $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0109 < 0,0105$ *non vérifiée*
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$ • $\frac{h}{L} = 0,046 < 0,0151$ *vérifiée*

Alors :

Autant que la condition n'est pas vérifiée, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,86\text{cm}$ ($L < 5\text{m}$)

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- **Position de l'axe neutre "y₁" :**

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15 A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15 A_s}$$

- **Moment d’inertie de la section totale homogène “I₀” :**

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15 A_s (d - y_1)^2$$

- **Calcul des moments d’inerties fictifs :**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} \quad ; \quad \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l’armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.8 : calcul de la flèche

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y ₁ (cm)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
9,96	2,36	7,10	0,0109	234,46	3,75	1,5	0,701	20021,06	6069,08	9759,23

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,87MPa$$

-Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser}l^2}{10E_i I_{fi}} = 0,95cm. \quad (L = 4,32m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser}l^2}{10 E_v I_{fv}} = 1,76 cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,81 cm < \bar{f} = 0,86 cm \dots\dots\dots vérifié$$

-Calcul des armatures transversales et l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa)

1. Selon le [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_y K}{0,8 fe} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) \\ \bullet \frac{A_t fe}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{array} \right.$$

2. Selon le [4] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \text{Min}(0,57cm ; 1cm ; 1,2cm) = 0,57cm$$

On adopte : $\emptyset_t=6\text{mm}$

Donc :

- **Selon le [1] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 1,610^{-3} \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 16,2 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 1,6710^{-2} \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **Selon le [2] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 5,00\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zonenodale} \\ \bullet S_t \leq 10,00\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zonecourante} \end{array} \right.$$

Choix des armatures :

On adopte : $A_t=2\emptyset 6=0,57\text{cm}^2$

Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83\text{cm}$$

Donc: $\left\{ \begin{array}{l} S_t = 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zonenodale} \\ S_t = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zonecourante} \end{array} \right.$

-Résumé : Le ferrailage des poutrelles est regroupé dans les tableaux suivant.

Tableau III.9 : ferrailages des poutrelles

Ferrailage longitudinal				Ferrailage Transversal		
Poutrelle		A_{adopte} (cm^2)	Barres	A_t (cm^2)	S_t (cm)	
					Z .nodale	Z .courante
Plancher en corps creux	Travée	2,36	3T10	2 \emptyset 6	5	10
	Appui	1,92	1T10+1T12			

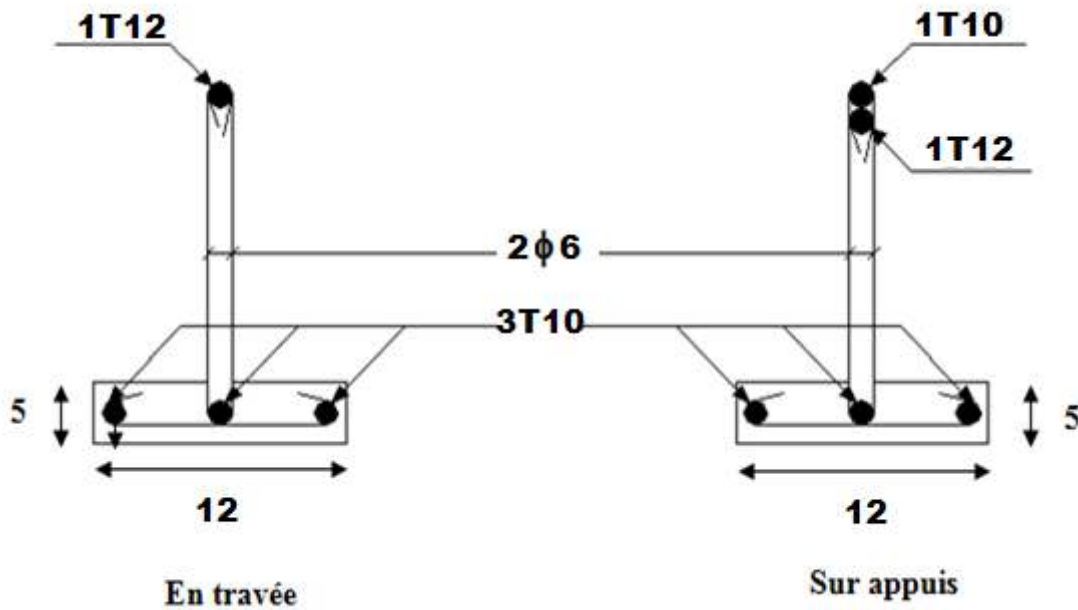


Figure III.12 : Ferrailage des poutrelles.

III.3.3. Etude de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.

30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80 \text{ m} \Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} & \text{avec : } \left(L_1 \text{ en } \text{---} \text{cm} \right) \\ L_1 \leq 50 \text{ cm} \mid \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e} \end{cases}$$

Avec : L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65 \text{ cm}$).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R)..... $A_2=A_1/2$.

$f_e = 520 \text{ MPa}$ quadrillage de T.S.520

On a : $L_1 = 65\text{cm} \Rightarrow A_1 = 4x \frac{65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

• Armatures de répartition :

$A_2 = A_1 / 2 = 0,71 \text{ cm}^2$

Soit $5T6 \Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2$ et $S_t = 20 \text{ cm}$.

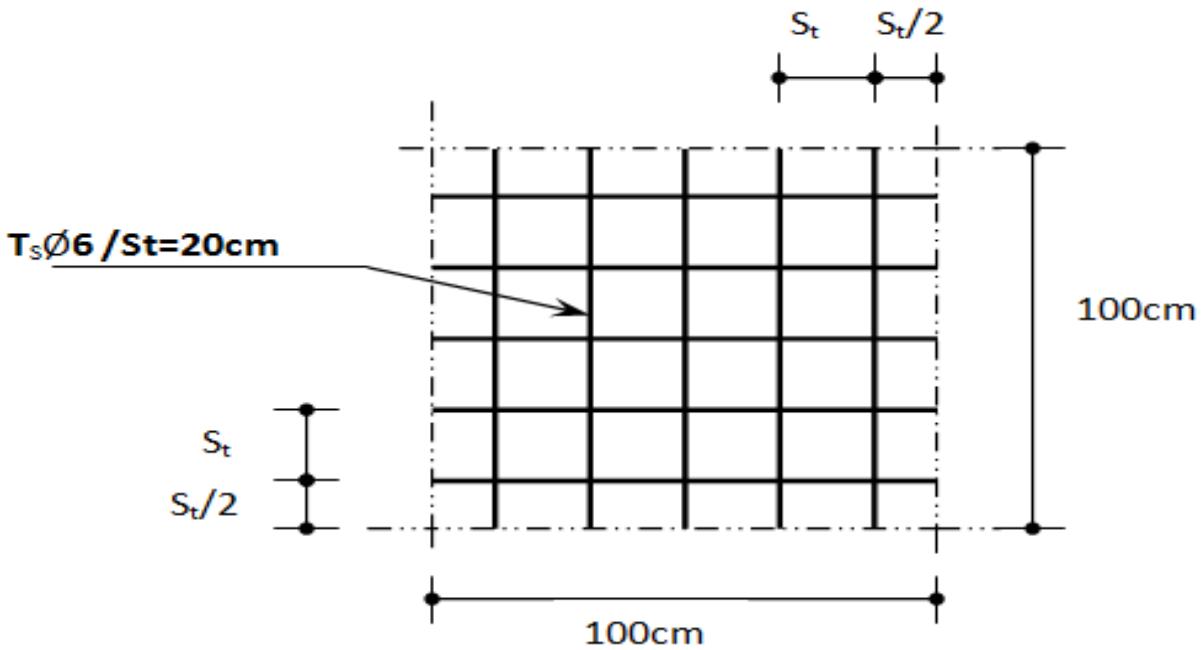


Figure III.13 : disposition constructive des armatures de la table de compression

III.4. Plancher en dalle pleine :

III.4.1- plancher sous-sol :

Les dalles sont des éléments plans d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, supposés infiniment rigides dans leur plan, reposant avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis.

Dans notre structure, on a des dalles pleines sous forme rectangulaire qui repose sur quatre appuis, pour le calcul on choisi la dalle la plus sollicitée.

a. Evaluation des charges :

$G=6,63\text{KN/m}$.

$Q=2,5\text{KN/m}$.

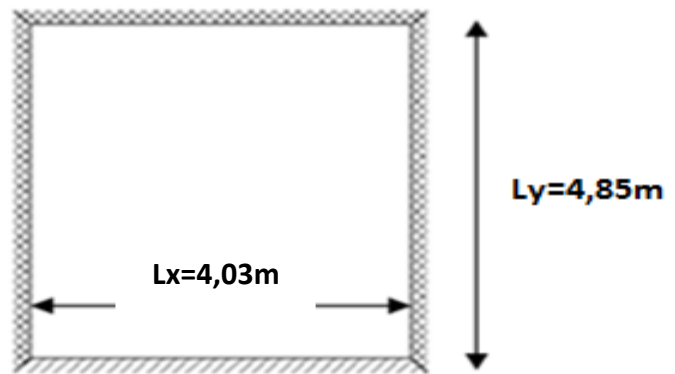


Figure .III.14: schéma de la dalle pleine sous sol.

Tableau III.10: Evaluation des charges.

Plancher	G(KN/m)	Q(KN/m)	ELU(KN/m)	ELS(KN/m)
Sous sol	6,63	2,50	12,70	9,13

a. Exemple de calcul :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,03}{4,85} = 0,83 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

b. Calcul des moments :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y : donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

$$\rho = 0,83 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0528 \\ \mu_y = 0,6494 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0,0528 \times 12,70 \times (4,03)^2 = 10,89 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,6494 \times 10,89 = 7,07 \text{ kN.m}$$

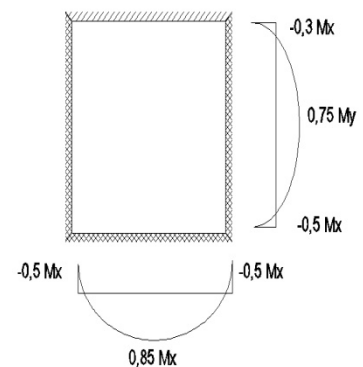


Figure .III.15 : diagrammes des moments

a. Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 10,89 \times 0,85 = 9,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_y = 5,30 \text{ KN.m}$$

b. Moments sur appuis :

Intérieur : $Max = -0,5M_x = -0,5 \times 10,89 = -5,45 \text{ KN.m}$

Extérieur : $Max = -0,3M_x = -0,3 \times 10,89 = -3,27 \text{ KN.m}$

$$M_{ay} = -0,5 M_y = -3,54 \text{ KN.m}$$

c. ferrailage de la dalle :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 0,9h = 13,5 \text{ cm} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}.$$

Direction principale (Lx) : $A_{S_{min}} = 1,2(0,8 \times 10^{-3} \times b \times h) = 1,44 \text{ cm}^2$

Direction secondaire (Ly) : $A_{S_{min}} = (0,8 \times 10^{-3} \times b \times h) = 1,2 \text{ cm}^2$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.11: Ferrailage de la dalle pleine sous sol

		Sens	M_u (kN.m)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x		9,26	0,034	0	0,043	13,27	2,01	4T10	3,14	25
	y-y		5,30	0,019	0	0,024	13,37	1,14	4T8	2,01	25
appui	x-x	ext	5,45	0,020	0	0,025	13,36	1,17	4T8	2,01	25
		Int	3,27	0,012	0	0,015	13,42	0,70	4T8	2,01	25
	y-y		3,54	0,013	0	0,016	13,41	0,76	4T8	2,01	25

d. Vérifications Nécessaires :

1. Espacement :

a. Travée

Sens x-x : $esp = \frac{100}{4} = 25.cm < Min(3h;33cm) = 33cm.....Vérifier$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{4} = 25cm < Min(4h;40cm) = 40cm.....Vérifier$

b. Appuis :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{4} = 25cm < Min(3h;33cm) = 33cm.....Vérifier$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{4} = 25.cm < Min(4h;40cm) = 40cm.....Vérifier$

2. Vérification a l'ELU :

- **Condition de non fragilité :**

$h=e=15cm ; b=100cm$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,23.cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,2cm^2 \end{cases} \quad \text{(Dalle rectangulaire } \rho < 1)$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0,8\text{‰} & \text{pour les barres à haute adhérence (pour Fe E400)} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,83 \end{cases}$

a. Travée :

Sens x-x : $A_x = 3,14cm^2 > A_s^{min} = 1,23cm^2Vérifiée$

Sens y-y : $A_y = 2,01cm^2 > A_s^{min} = 1,2cm^2vérifiée$

b. Appuis :

Sens x-x : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Intérieur } A_x = 2,01\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,23\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \text{Extérieure } A_x = 2,01\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,23\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$

Sens y-y : $A_x = 2,01\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,2\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

• Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{12,70 \times 4,03 \times 4,85}{2 \times 4,03 + 4,85} = 19,23.\text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{12,70 \times 4,03}{3} = 17,06\text{kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 19,23\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{19,23 \cdot 10^3}{1000 \times 135} = 0,14\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

1. Vérification a L'ELS :

• Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\rho = 0,83 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0596 \\ \mu_y = 0,7518 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 8,84\text{kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 6,64\text{kNm} \end{cases}$$

a. Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 8,84 \times 0,85 = 7,51 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_y = 4,98 \text{ KN.m}$$

b. Moments sur appuis :

Extérieur : $\text{Max} = -0,5M_x = -0,5 \times 8,84 = -4,42 \text{ KN.m}$

Intérieur : $\text{Max} = -0,3M_x = -0,3 \times 8,84 = -2,65 \text{ KN.m}$

$M_{ay} = -0,5M_x = -3,32 \text{ KN.m}$

• Vérification des contraintes :

D'après le [1] on doit vérifier que :

1. Béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$

y : position de l'axe neutre, déterminée par l'équation suivante :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} - 15 \cdot A_s \cdot (d - y) + 15 \cdot A'_s \cdot (y - d) = 0$$

I : moment d'inertie, donné par :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d)^2]$$

2. Acier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 150\eta\right) = 266,67 \text{ MPa.}$$

Avec: $\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y)$.

Les résultats trouvés sont regroupés dans le tableau suivant

• Vérification de la flèche :

Tableau III.12 : Vérification des contraintes de la dalle pleine sous sol.

	Sens	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ Mpa	σ_s Mpa	vérification	
Travée	x-x	7,51	3,14	3,13	6087,13	3,86	15	191,20	Ok	
	y-y	4,98	2,01	2,87	4194,85	3,41	15	189,29	Ok	
Appuis	x-	Int	4,42	2,01	2,87	4194,85	3,02	15	168,01	Ok
		Ext	2,65	2,01	2,87	4194,85	1,81	15	100,73	Ok
	y-y	3,32	2,01	2,87	4194,85	2,27	15	126,20	Ok	

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous

sont vérifiées simultanément :

$$\left. \begin{array}{l} 1. \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ 2. \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ 3. \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 0,037 < 0,0425 \dots\dots\dots \text{Non vérifier} \\ 0,037 \geq 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ 2,32 \cdot 10^{-3} \leq 5 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{cases}$$

On remarque que les conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

➤ **Calcul de la flèche :**

$$f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10E_i I_{f_i}} ; \quad f_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10E_v I_{f_v}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPA} \\ E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPA} \end{cases}$$

b=100cm ; **h**=15cm ; **d**=0,9h=13,5cm ; **A_s**= 3,14cm² ; **y**=3,13cm ; **I**=6087,13cm⁴.

$$\rho = \frac{A_x}{bxd} = 2,3210^{-3}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{A_y xd} = \frac{7,51 \cdot 10^6}{3,14 \cdot 10^2 \times 135} = 177,16 \text{ Mpa}$$

F_{t28}=0,6+0,06f_{c28}=2,1Mpa

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + 2,1} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 2,32 \times 10^{-3} \times 177,16 + 2,1} \quad \mu = 0,018 \geq 0$$

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = 9,07 \\ \lambda_v = 0,4 \lambda_i = 3,62 \end{cases}$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 * I}{1 + \lambda_i * \mu} = 5756,10 \text{cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 * I}{1 + \lambda_v * \mu} = 6286,23 \text{cm}^4$$

$$\left\{ \begin{aligned} f_i &= \frac{7,51 \times 10^6 \times (4850)^2}{10 \times 32164,2 \times 5756,10 \times 10^4} = 9,54 \text{mm} \\ f_v &= \frac{7,51 \times 10^6 \times (4850)^2}{10 \times 10818,87 \times 6286,23 \times 10^4} = 25,97 \text{mm} \end{aligned} \right.$$

$$\left. \begin{aligned} f_i &= 0,95 \text{cm} \\ f_v &= 2,59 \text{cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 1,69 \text{cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,97 \text{cm}$$

$\Rightarrow \Delta f_T = 1,69 \text{cm} > \bar{f} = 0,97 \text{cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$

Remarque :

La flèche qu'on a trouvée dépasse la valeur admissible, il faut donc augmenter la section de la dalle

Pour cela on adopte la section de ($A_s = 6,29 \text{cm}^2$ et le choix 8T10)

-Vérification de la flèche :

Tableau III.13 : Récapitulatif du calcul de la flèche.

$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y_I(\text{cm})$	ρ	$\sigma_s(\text{MPa})$	λ_i	λ_v	μ	$I_0(\text{cm}^4)$	$I_{fi}(\text{cm}^4)$	$I_{fv}(\text{cm}^4)$
7,51	6,29	4,19	0,0046	88,44	4,52	1,80	0,019	10629,89	10768,11	11306,21

$$\left. \begin{aligned} f_i &= 0,51 \text{cm} \\ f_v &= 1,44 \text{m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,89 \text{cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,97 \text{cm}$$

$\Rightarrow \Delta f_T = 0,89 \text{cm} < \bar{f} = 0,97 \text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

Coupel

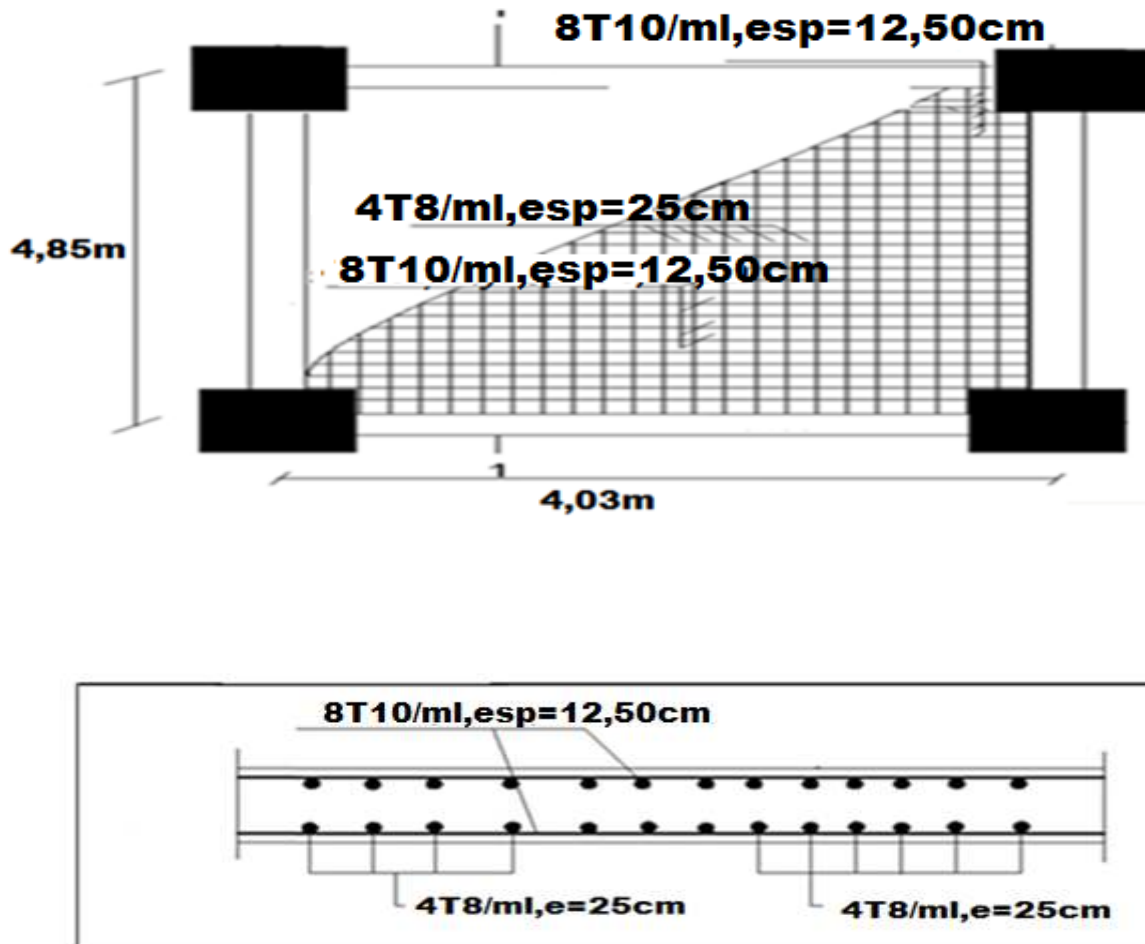


Figure .III.16 : Ferrailage de la dalle pleine

III.5. LES ESCALIERS :**III.5.1. Définition générale :**

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux ; Ou bien, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction. La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

III.5.2. Composition d'un escalier :

Il est caractérisé par :

- La marche : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier (M).
- La contre marche : la partie verticale des gradins (CM).
- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
-
- La hauteur d'une marche (h).
- La largeur d'une marche : le giron (g).
- Le plafond qui monte sous les marches s'appelle la paillasse.

⇒ Une suite interrompue des marches s'appelle une volée.

⇒ La partie horizontale d'un escalier entre deux volées s'appelle le palier de repos.

⇒ Du côté du vide, les volées et paliers sont munis d'un garde corps.

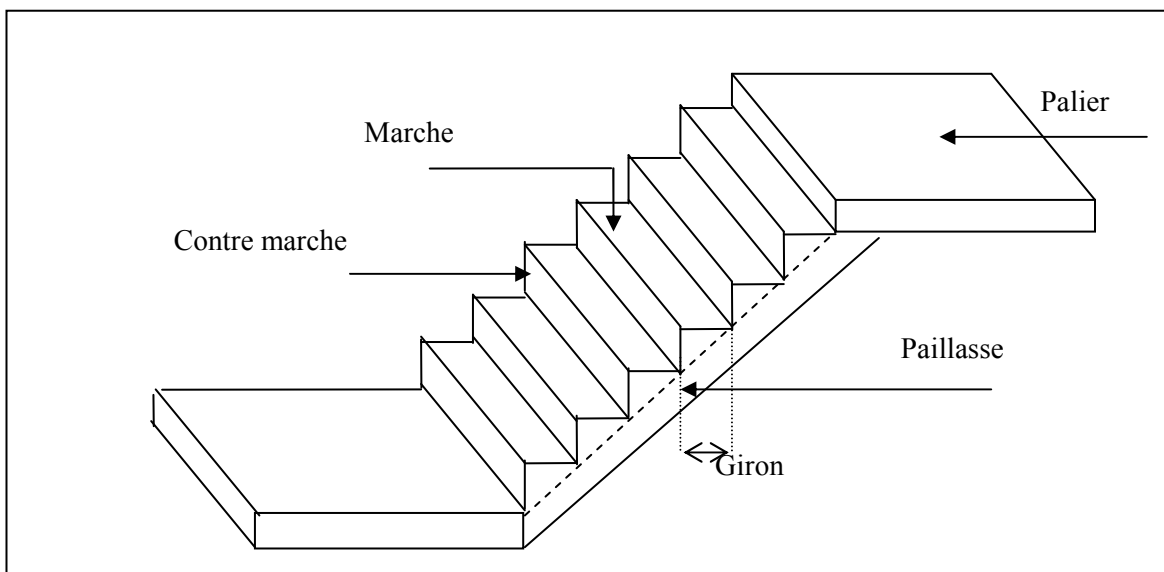


Figure .III.17: détail de l'escalier.

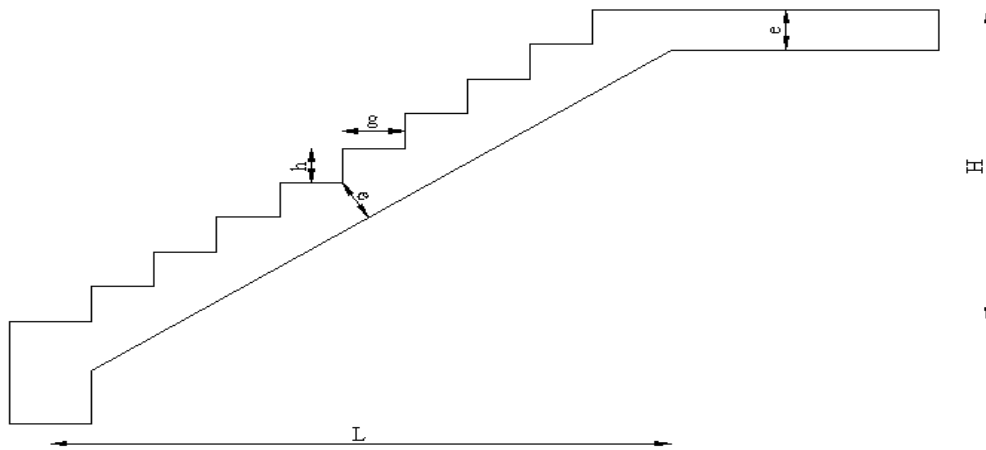


Figure III.18 : Dimensions de l'escalier.

Notre bâtiment est composé d'un seul type d'escalier (Escalier à 2 volées) avec des paillasses adjacent et des paliers de repos réalisés en béton armé.

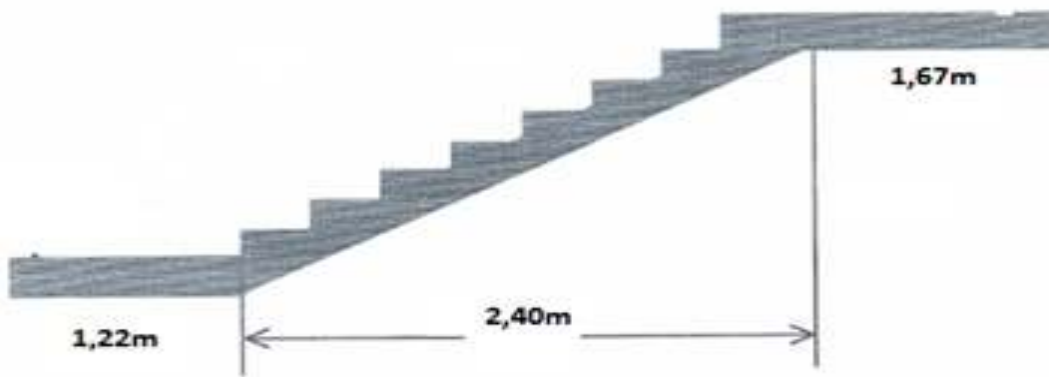


Figure III.19 : Vue en plan de l'escalier à 2 volées.



Figure III.20: Schéma statique de volée .

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h+g=64$

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

- $2h+g=64$ (1)
- $n \times h = H$ (2)
- $(n-1)g=L$ (3)

Avec :

- n : Le nombre des contre marches.
- $(n-1)$: Le nombre des marches.

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$$64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0$$

Avec :

n : La racine de l'équation

Les valeurs de H et L :

$$H=160\text{cm} ; L=240\text{cm}$$

$$\blacktriangleright 64n^2 - 624n + 320 = 0$$

Solution :

- $n_1=0,54$refusée.
- $n_2=10,00$

Donc on prend :

- le nombre de contre marche $n=10$
- le nombre des marches $n-1=9$

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = 0,16\text{m} \Rightarrow \text{en prend } h = 16\text{cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 0,30\text{m} = 30\text{cm}$$

➤ Vérification de l'équation de "BLONDEL" :

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66) \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64 \text{ cm} \\ h = 17,16 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{Vérfiée.}$$

⇒ La formule empirique de **BLONDEL** est vérifiée.

a. Détermination de l'épaisseur de la paillasse:

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \text{ Avec : } l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,22 + 1,67 = \sqrt{(2,40)^2 + (1,60)^2} + 1,22 + 1,67 = 5,77 \text{ m}$$

Donc : $19,25 \text{ cm} \leq e \leq 28,85 \text{ cm}$

On prend donc l'épaisseur **e=20cm**

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

b. Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{160}{240} = 0,667 \Rightarrow \alpha = 33,69^\circ$$

III.5.3.Evaluation des charges et surcharges

1. Palier :

Tableau III.14 : Charges du palier.

Matière	Épaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	poids (kN/m ²)
1- carrelage	2	20	0.40
2- Mortier de pose	2	20	0,40
3- Lit de sable	3	18	0,54
4- Dalle pleine	20	25	5
5- Enduit en ciment	2	18	0,36
$\Sigma=G$	6,7 kN/m ²		
Charge d'exploitation	2,50kN/m ²		

2. paillasse :

Tableau III.15 : Charges du paillasse.

Matière	Épaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	poids (kN/m ²)
1- Carrelage	2	20	0,40
2- Mortier de pose	2	20	0,40
3-Enduit en ciment	2	18	0,36
4- Garde-corps	-	-	1,00
5- Poids propre de la volée	1,5	25	$\frac{25 * 0,20}{\cos(33,69)} = 6,01$
6-Poids propre de la marche	1,7	25	$\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,13$
$\Sigma=G$	10,30 kN/m ²		
Charge d'exploitation	2,50kN/m ²		

❖ Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné dans le tableau suivant :

Tableau III.16 : Calcul des sollicitations à l'ELU et ELS.

Combinaison	La volée (KN /m)	Le palier (KN /m)
ELU	17,65	12,79
ELS	12,80	9,20

Schéma RDM de volée I :

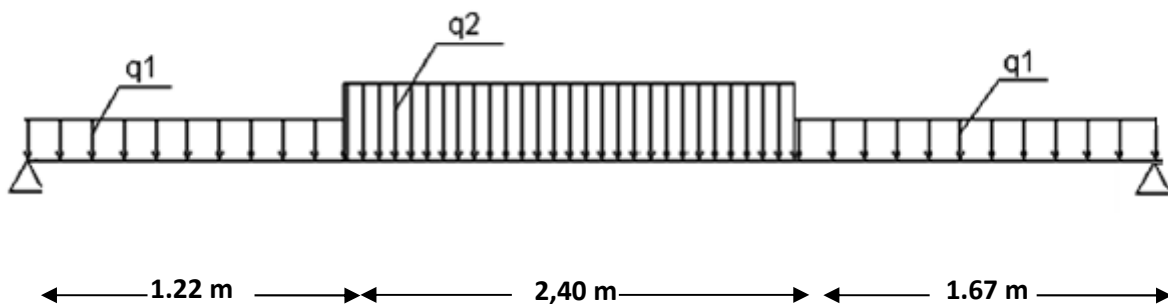
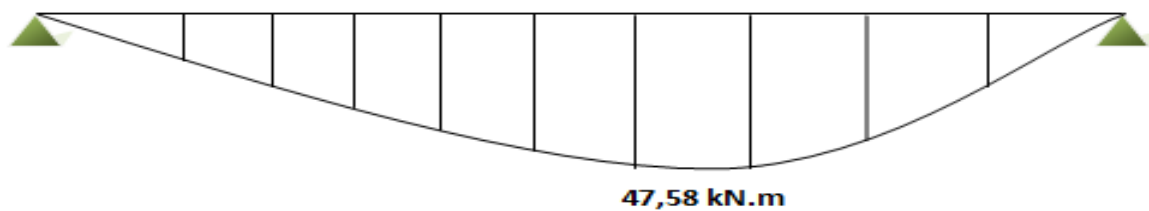


Figure III.21 : schéma statique de l'escalier.

➤ Diagramme des efforts internes :

1. Moment fléchissant :

E.L.U :



E.L.S :

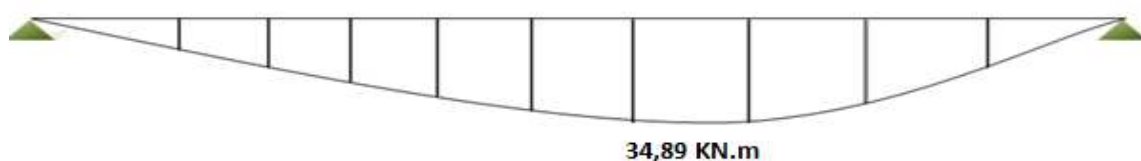
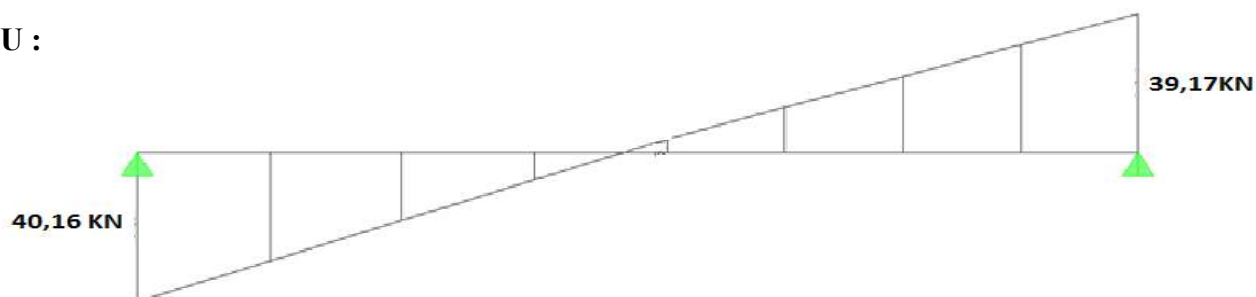


Figure III.22 : Diagrammes des moments fléchissant d'escalier.

2. Effort tranchant :

E.L.U :



E.L.S :

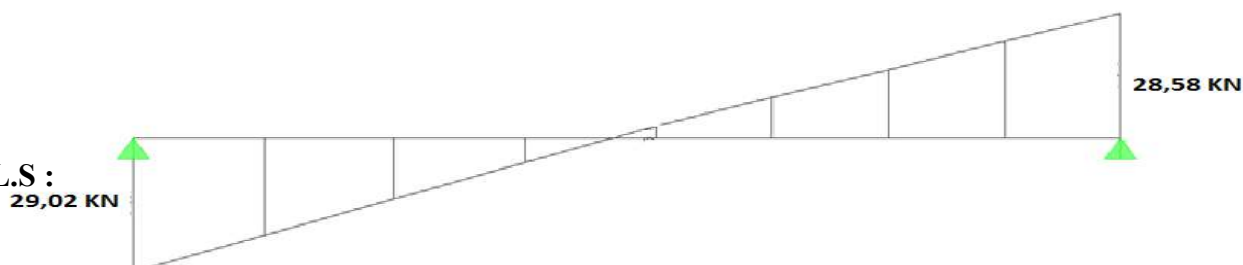


Figure III.23 : Diagrammes des efforts tranchant d'escalier.

➤ **ELU :**

En appuis : $M_a = 0,5 \times M_u$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_u$

Tableau III.17: Calcul des efforts internes

	M appui (KN.m)	M travée (KN.m)	T max(KN)
ELU	23,79	40,77	40,16
ELS	17,45	29,66	29,02

III.5.4.Calcul Du Ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple. La paillasse a pour dimensions 1m de largeur et 0,20 m d'épaisseur.

La fissuration étant considérée comme peu nuisible, le calcul se fait à l'ELU seulement.

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension ($b \times h$)

Tel que : $b=100cm ; h=20cm$

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur (organigramme I, voir annexe)

$f_{c28} = 25MPa ; f_{bc} = 14,17MPa ; f_{t28} = 2,1MPa ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,9h=18cm$

$\sigma_s = 348MPa ; \gamma_s = 1,15 ; f_e = 400MPa$

Tableau III.18: Ferrailage de l'escalier

	M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm²)
Travée	40,77	0,084	Oui	0	0,109	17,21	6,81	5T14	7,70
Appuis	23,79	0,049	Oui	0	0,063	17,55	3,90	4T12	4,53

➤ **Vérifications ELU:**

a. Vérification de la Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s^{\min} = 0,23 \times 1000 \times 180 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{s_t} \geq A_{\min} \\ A_{s_a} \geq A_{\min} \end{array} \right\} \text{Condition Vérifiée}$$

b. Espacement :

➤ **Armatures principales**

1. En Travée :

$$esp \leq \frac{100}{5} = 20,00 \text{ cm}$$

On prend : esp=15cm < Min(3h;33cm) = 33cm.....Vérifiée

En appuis :

$$esp \leq \frac{100}{4} = 25,00 \text{ cm}$$

On prend : esp=20cm < Min(3h;33cm) = 33cm.....Vérifiée

➤ **Armatures de répartition :**

1. En travée :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \quad \longrightarrow \quad 1,92 \leq A_r \leq 3,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 4T8=2,01 cm² avec St=25cm

2.En appui:

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \quad \longrightarrow \quad 1,13 \leq A_r \leq 2,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 4T8=2,01cm² avec St=25cm

c. Vérification au cisaillement (effort tranchant) :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) = 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} = \frac{40,16 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,22\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage)

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 40,16 \cdot 10^3 - \frac{23,79 \times 10^6}{0,9 \times 180} = -106,69\text{KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

➤ **Vérification des armatures transversales**

$$\tau = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} = 0,22\text{MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

➤ **Vérification à l'ELS :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

a. Vérification des contraintes du béton :

1. Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA_s'(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s'(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

$$n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=18,00\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A'_s=0$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.19 : Vérification à l'E.L.S.

	$M_{ser}(\text{KNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	29,66	4,53	4,31	15403,69	8,29	Vérifiée
Appui	17,45	7,70	5,40	22824,97	4,11	Vérifiée

b. vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont Satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{529} = 0,0380 \leq 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{7,70}{100 \times 18,00} = 0,0043 < 0,0084 \quad \text{vérifiée} \\ 0,0380 \leq 0,169 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

❖ Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$.

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right. \quad L = 5,29\text{m} > 5\text{m}.$$

• **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

$E_i=32164,20\text{MPa}$; $E_v=10818,87\text{MPa}$

Tableau III.20: Vérification de la flèche de l’escalier

$M_{ser}(\text{KNm})$	A_s (cm^2)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
29,66	4,53	0,0209	363,74	2,23	0,89	0,88	74058,67	27581,44	41531,33

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,93\text{cm} \\ f_v = 1,84\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,91\text{cm}$$

Donc : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{529}{500} = 1,05\text{cm}$
 $\Rightarrow \Delta f_T = 0,91 \text{ cm} < \bar{f} = 1,05 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

Tableau.III.21 : Résumé de ferrailage des escaliers

Ferrailage longitudinale				Ferrailage transversale		
Escalier a 2 Volés	A_{adopte} (cm^2)	Barres	S_t (cm)	A_{adopte} (cm^2)	Barres	S_t (cm)
Travée	7,70	5T14	20	2,01	4T8	25
Appui	4,53	4T12	25	2,01	4T8	25

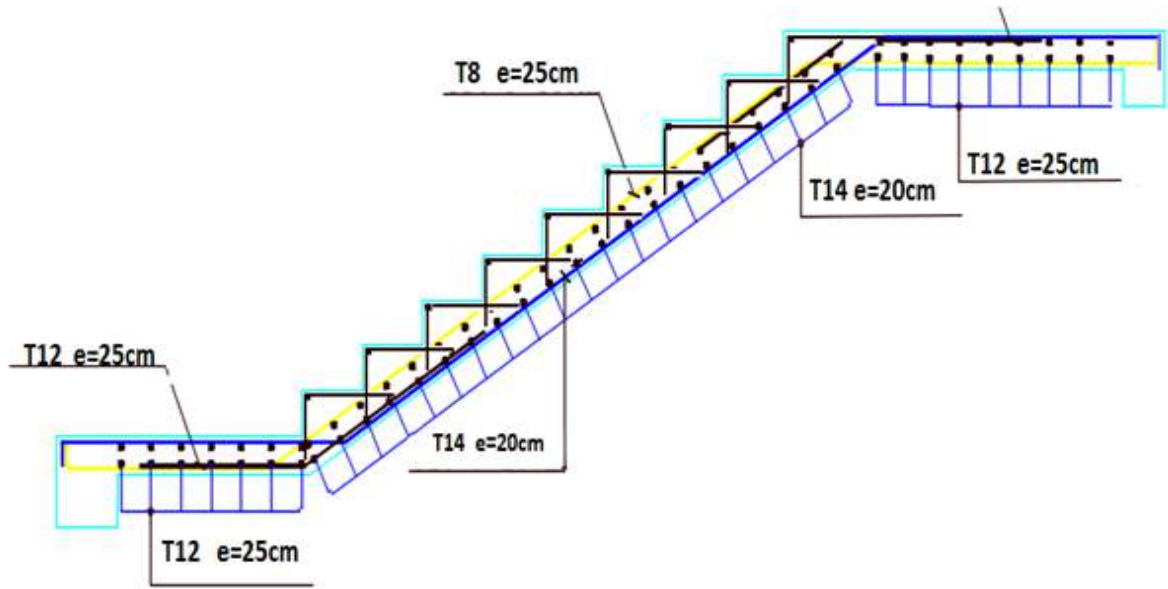


Figure III.24 : Ferrailage de l'Escalier

IV.1.Introduction :

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage. Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique.

De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structurel lors du séisme.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

IV.2 Etude dynamique :**IV.2.1. Introduction :**

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure, Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.2.2. Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de (D.D.L) fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement. En d'autres termes ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

IV.2.3. Caractéristique dynamiques propres :

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donné par :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x\} = \{0\} \dots\dots\dots(1)$$

Avec :[M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

$\{\ddot{x}\}$: Vecteur des accélérations relatives.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements relatifs.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre.

Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots(2)$$

Avec :

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{\ddot{x}\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots(3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2 [M])\{A\} \sin(\omega t + \varphi) = 0 \dots\dots(4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M])\{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues "A_i". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω est nul c'est à dire :

$$\Delta_\omega = |[K.] - \omega^2 [M]| = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci dessus est appelée "Equation caractéristique".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω^2).

Les (n) solutions ($\omega_1^2; \omega_2^2; \dots; \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond a ω_1 et il est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$)

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_i$ ou forme modale (modale Shape).

IV.3.Modélisation de la structure :

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est modélisation adéquate de cette dernière.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose. L'utilisation d'un logiciel préétabli en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000, ETABS, ROBOT... » avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelque années et qui est à notre portée : il s'agit du SAP2000 (version12,00)

IV.3.1. Présentation du programme sap2000 :

SAP2000 est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau.....)et des travaux publics (ponts, tunnels...), Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique, L'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.

IV.3.2 Modélisation de rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type (Shell) à quatre nœuds après on l'a divisé en mailles.
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

IV.3.3. L'analyse :

Après la modélisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse.

Le SAP2000 offre les possibilités d'analyses suivantes :

- Analyse statique linéaire.
- Analyse P-Delta.
- Analyse statique non linéaire.
- Analyse dynamique

IV.3.4 .Modélisation de la masse :

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher.

- La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le RPA99 version2003 avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation. (mass source).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$.
- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

IV .3.5. Conception du contreventement vertical :

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- Disposer les éléments de contreventement d'une manière symétrique dans chaque direction afin de limiter la torsion d'ensemble.
- Eloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du couple résistant à torsion.
- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.
- Superposer les éléments verticaux, afin de créer des consoles verticales de section constante ou élargies vers le bas.

IV.4. ETUDE SISMIQUE :

IV.4.1. Stratégie du calcul sismique :

Le choix des méthodes de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage considéré. Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations, le calcul dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique, il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

1- La méthode statique équivalente :

Le calcul statique équivalent implique la substitution au calcul dynamique des équivalents statiques qui sont censés produire les mêmes effets. Le calcul statique peut être considéré comme dérivant de l'analyse modale par les simplifications suivantes :

- Le mode fondamental est seul pris en compte.
- La déformée du mode fondamentale est arbitrairement assimilée à une droite pour les structure à portique et à une parabole pour les structures en voiles.

2- La méthode d'analyse modale spectrale :

Il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre et d'introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale.

3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme (temporelle) :

À partir des accélérogrammes, elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps.

IV.4.2. Choix de la méthode calcul :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

Dans le cas de notre structure étudié la hauteur supérieurement à 10 m en zone III, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique.

IV.4.3. Analyse spectrale :

IV.4.3.1. Méthode dynamique modale spectrale :

Il y a lieu de rappeler que la direction d'un séisme est aléatoire et que par conséquent il convient d'analyser une structure sous les deux composantes horizontales orthogonales d'un séisme agissant suivant les deux directions principales de celle-ci.

L'analyse spectrale permet d'avoir :

Pour chaque mode propre : la période, les facteurs des participations massique.

Pour chaque direction : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres.

IV .4.3.2. Spectre de réponse :

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

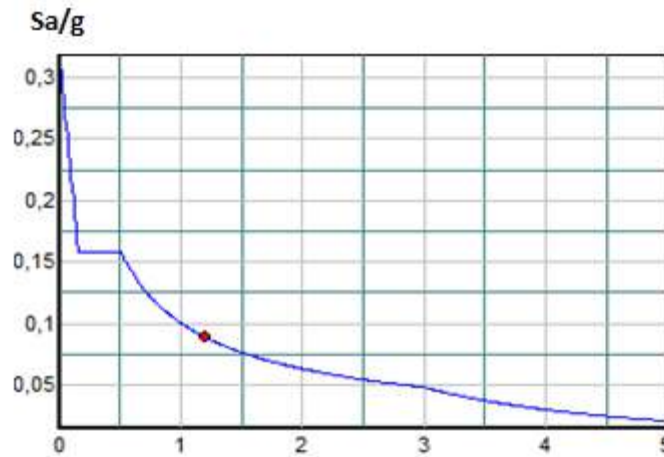


Figure IV.1 : spectre de réponse

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

A : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas :

- L'ouvrage est du groupe 2 (bâtiment d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48m)
- l'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya d'ALGER (zone III).

Donc : $A=0,25$.

η : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \rightarrow \eta = 0,8819$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (ξ =7%).

R : Coefficient de comportement de la structure ; Il est fonction du système de contreventement.

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité. $Q = 1 + \sum Pq$

- La longueur de l'intervalle temporel définissant le spectre de réponse doit comprendre les périodes des 'n' modes utiles considérés dans le calcul de la réponse.

- Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données la réponse sismique est obtenue

Sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

IV .4.4. Procédure de calcul :

a. Calcul de la force sismique total :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

- **Classification de l'ouvrage selon leur groupe d'usage et sa zone :**

Dans notre cas : on a un bâtiment à usage d'habitation, donc il est de Groupe 2 (ouvrage de grande importance). Ce qui implique $A=0,25$.

- **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

Il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement

et de la période fondamentale de la structure où :

La catégorie de site est : sol meuble S3

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0,15 \text{ s.} \\ T_2 = 0,50 \text{ s.} \end{array} \right.$$

Le facteur de correction d'amortissement η est fonction du pourcentage critique ξ où : $\xi = 7\%$.

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 0,8819$$

- **La période fondamentale :**

La valeur de la période fondamentale (T_f) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques qui sont données par le [4] :

Soit :
$$T_f = C_T (h_N)^{3/4}$$

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$h_N = 25,60\text{m}$

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$\left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow D_x = 28,25\text{m} \\ \Rightarrow D_y = 14,70\text{m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05(25,60)^{3/4} = 0,57\text{s}, \text{ dans les deux directions.}$$

- Suivant la direction (x - x) $T_x = 0,09 \frac{25,60}{\sqrt{28,25}} = 0,43\text{sec}$
- Suivant la direction (y - y) $T_y = 0,09 \frac{25,60}{\sqrt{14,70}} = 0,60\text{sec}$

Sens (x-x) : $T_x = \min(0,43; 0,57) = 0,43\text{sec}.$

Sens (y-y) : $T_y = \min(0,60; 0,57) = 0,57\text{sec}.$

Calcul de D :

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,5}{0,43} \right)^{2/3} = 2,43 \\ D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,5}{0,57} \right)^{2/3} = 2,02 \end{array} \right.$$

R : Coefficient de comportement :

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un

coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement.

Le coefficient de comportement global de la structure, Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) de [4] en fonction du système de contreventement.

$R=5$ (mixte portique/voiles avec interaction)

Q : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité de contrôle de la construction

La valeur de Q déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Sa valeur est donné par le tableau 4.4 [4].

Critère q	Observée (o/n)	Pq // xx	Observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

Tableau IV.1 : Facteur de qualité.

$$Q//xx=1+0,1=1,10$$

$$Q//yy=1+0,1=1,10$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R}, W = \frac{0,25 \times 2,43 \times 1,10}{5}, W = 0,1336 W \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} = \frac{0,25 \times 2,02 \times 1,10}{5}, W = 0,1111 W \end{array} \right.$$

W= 20531,033 [poids de la structure]

b. Résultante des forces sismiques de calcul :

L'une des 1^{ères} vérifications préconisées par le [4] est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base "V_t" obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport $r = \frac{0,8V}{V_t}$.

• Vérification des déplacements inter étage :

Nécessairement être vérifiée : $\Delta_k^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$

Où $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

Avec :

$$\delta_k^x = R\delta_{ek}^x \quad \text{et} \quad \delta_k^y = R\delta_{ek}^y$$

$$\Delta_k^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_k^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y$$

Δ_k^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_k^y).

δ_{ek}^x : est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{ek}^y).

Si Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut :

- Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.
- Rajouter des voiles dans la structure.
- L'augmentation de la section des poteaux risque de réduire la surface exploitable de la structure, en revanche, l'ajout des voiles de contreventement est la solution inévitable. Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure.

IV.5. Résultats de l'analyse :

Remarque : l'épaisseur des voiles utilisés est égale à $e=15$ cm.

Etage	Elément	Section (cm ²)
		Epaisseur (cm)
7 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	Poteau	35*35
	Voile	15
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	Poteau	40*40
	Voile	15
1 ^{ème} et 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	Poteau	45*45
	Voile	15
RDC	Poteau	50*50
	Voile	15

Tableau IV.2 : Dimensions des éléments verticaux de chaque niveau

IV .5.1. Modèle 01:

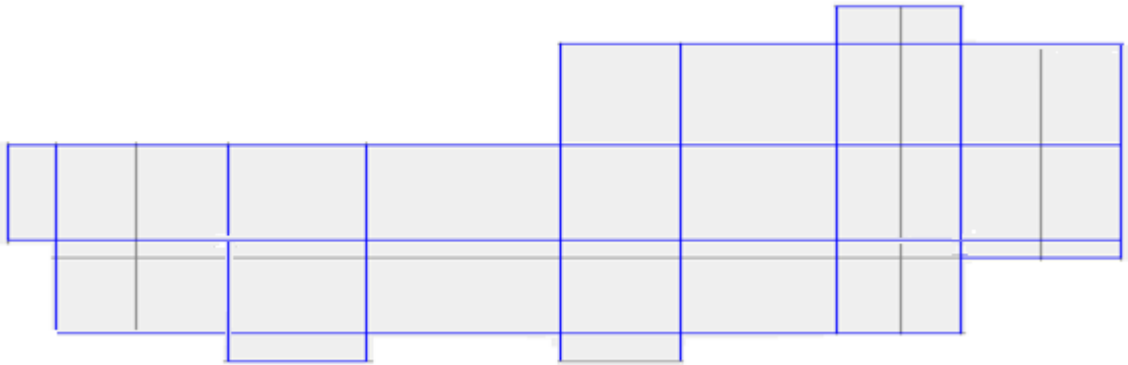


Figure IV.2: Disposition des voiles de model 1.

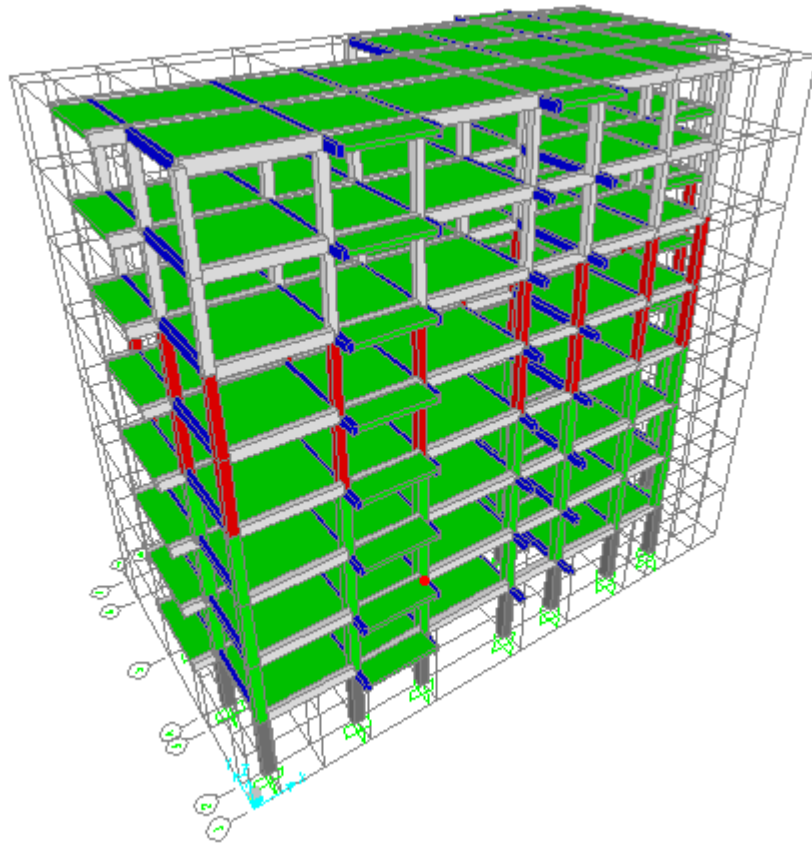


Figure IV.3: vue en 3D (modèle 1).

A)- caractéristique dynamique propre :

		FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)					
Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,872609	0,00035	0,76964	2,482E-08	0,00035	0,76964	2,482E-08
2	0,800047	0,01606	0,00181	0,000000451	0,01641	0,77145	4,758E-07
3	0,766943	0,75749	0,00018	2,184E-07	0,7739	0,77163	6,942E-07
4	0,311221	0,0000389	0,11716	1,764E-08	0,77394	0,88879	7,119E-07
5	0,287886	0,00773	0,00011	9,731E-07	0,78167	0,8889	0,000001685
6	0,281046	0,10988	0,000001894	8,419E-07	0,89154	0,8889	0,000002527
7	0,180167	4,222E-07	0,04189	2,771E-09	0,89154	0,93079	0,00000253
8	0,167872	0,00854	0,00001055	2,936E-07	0,90008	0,9308	0,000002823

Tableau IV.3 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 01.

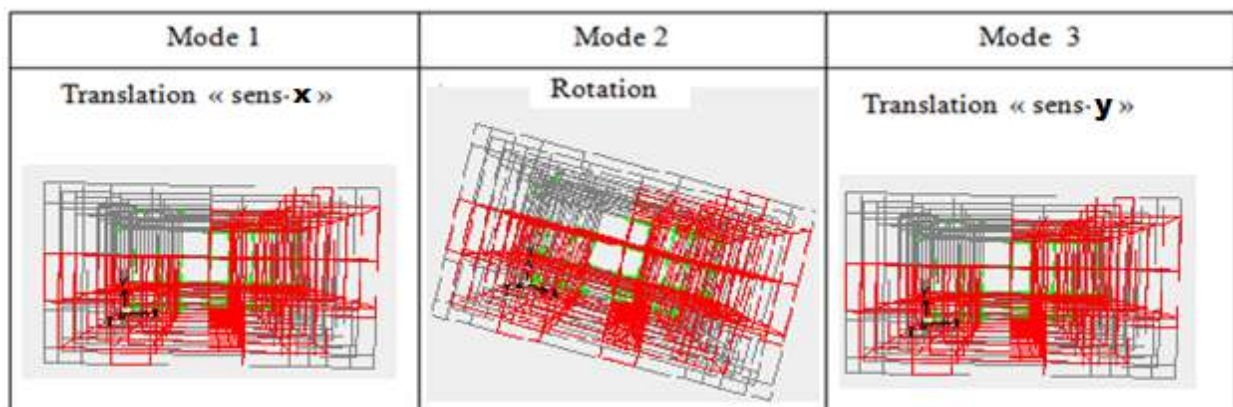


Tableau IV.4 : les trois premiers modes.

B)- Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0,87s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 2^{ème} mode est un mode de rotation.

- Le 3^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à y-y.

C)-Résultantes des forces sismiques :

- $W = 20531,033 \text{ kN} \rightarrow \begin{cases} V^x = 1857,805 \text{ kN} \\ V^y = 1710,091 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 1486,24 \text{ kN} \\ 0,8V^y = 1368,07 \text{ kN} \end{cases}$

Or d’après le fichier des résultats du SAP2000 on a :

- Or : $\begin{cases} F_1 = V_t^x = 2742,95 \text{ kN} > 0,8V^x = 1486,24 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 2280,99 \text{ kN} > 0,8V^y = 1368,07 \text{ kN} \end{cases}$ $\begin{matrix} V_t^x > 0,8V^x \Rightarrow r_x = 1 \\ V_t^y > 0,8V^y \Rightarrow r_y = 1 \end{matrix}$

Les déplacements utilisés dans la vérification qui suit seront multipliés soit par r_x , soit par r_y (selon le cas).

D)-Vérifications des déplacements inter étage : $r_x=1 ; r_y=1$

Z(m)	$\delta_{ek}^x (mm)$	$\delta_{ek}^y (mm)$	$\delta_K^x (mm)$	$\delta_K^y (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\bar{\Delta} (mm)$	Observation
25,60	23,02	28,25	115,100	141,250	8,150	10,250	30,2	Vérifier
22,40	21,39	26,2	106,950	131,000	5,850	17,100	30,2	Vérifier
19,20	20,22	22,78	101,100	113,900	36,000	17,700	30,2	Non Vérifier
16,00	13,02	19,24	65,100	96,200	33,350	35,100	30,2	Non Vérifier
12,80	6,35	12,22	31,750	61,100	5,000	31,200	30,2	Non Vérifier
9,60	5,35	5,98	26,750	29,900	8,850	8,750	30,2	Vérifier
6,40	3,58	4,23	17,900	21,150	7,750	9,450	30,2	Vérifier
3,20	2,03	2,34	10,150	11,700	10,150	11,700	30,2	Vérifier

Tableau IV.5: Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle 01.

Remarque :

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure.

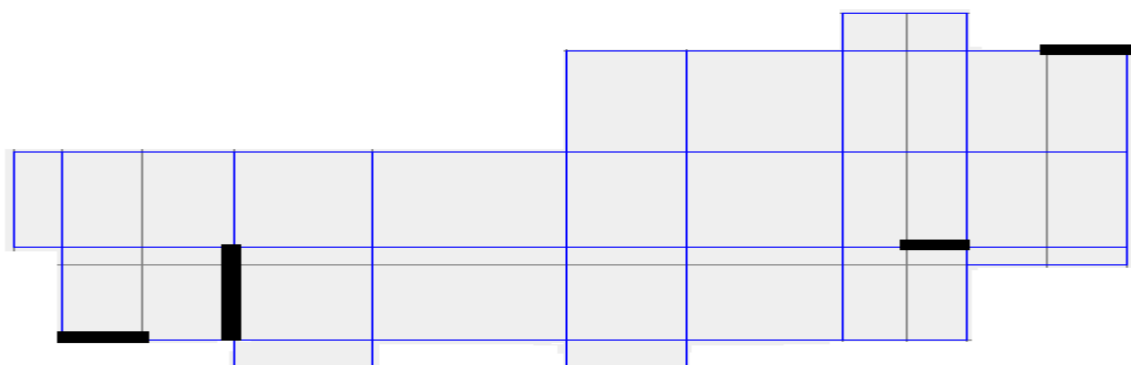
IV .5.2. Modèle 02:

Figure IV.4: Disposition des voiles de model 2.

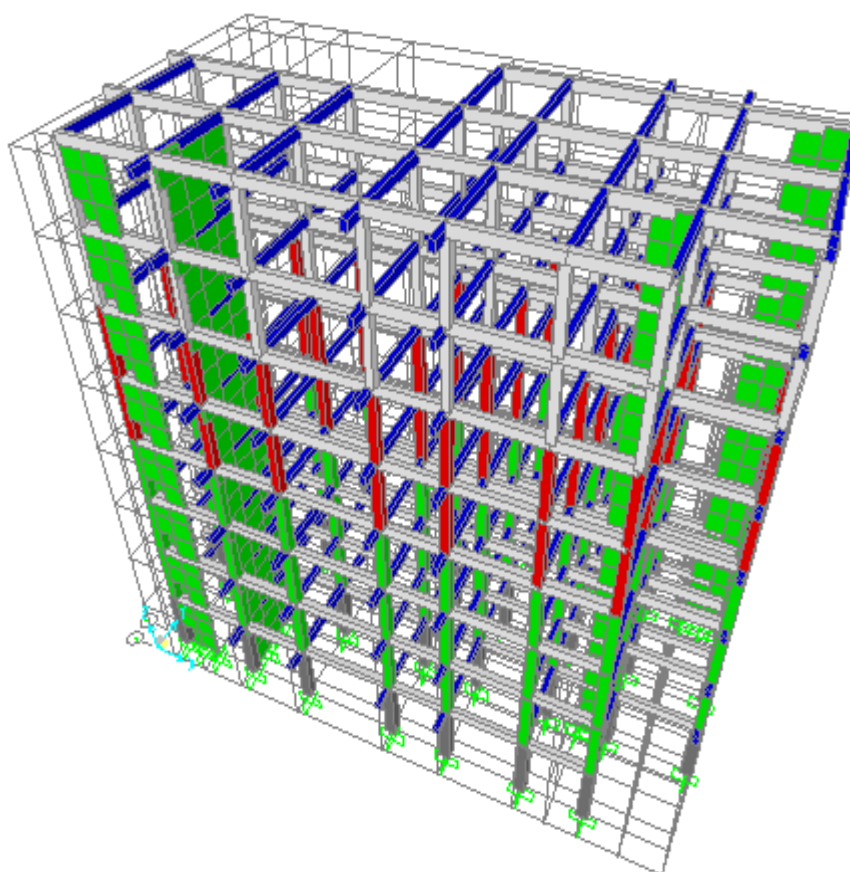
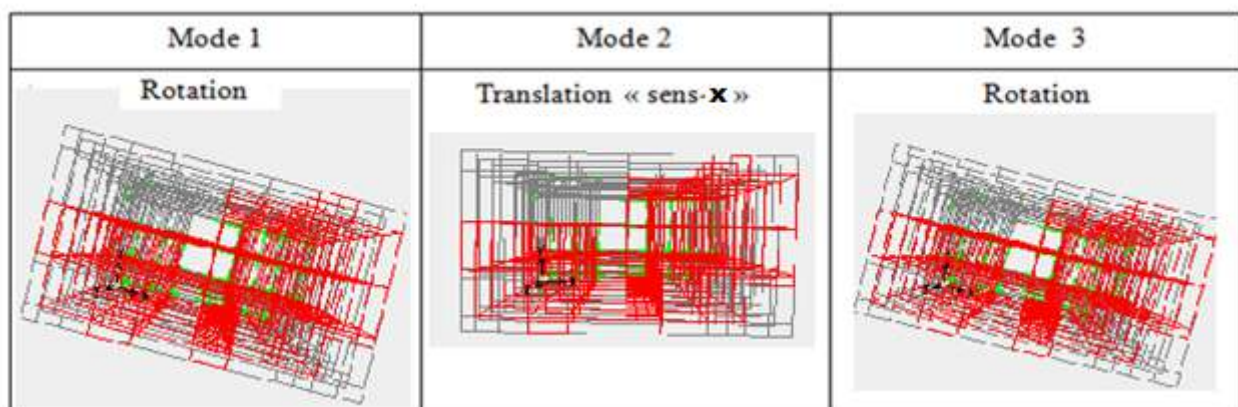


Figure IV.5: vue en 3D (modèle 2).

A)- caractéristique dynamique propre :

Mode	Période	FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)					
		UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,826827	0,00014	0,48325	0,000001539	0,00014	0,48325	0,826827
2	0,674953	0,72369	0,00163	0,000003772	0,72382	0,48488	0,674953
3	0,552007	0,00942	0,23676	0,00001631	0,73324	0,72164	0,552007
4	0,291639	0,00001511	0,0816	0,000001985	0,73325	0,80324	0,291639
5	0,226096	0,14129	0,00026	0,00001359	0,87455	0,8035	0,226096
6	0,159591	0,000002854	0,02357	8,127E-07	0,87455	0,82707	0,159591
7	0,14937	0,00021	0,07818	0,00008987	0,87476	0,90525	0,14937
8	0,115389	0,05298	0,00005337	0,00001161	0,92774	0,9053	0,115389

Tableau IV.6 :Périodes et Facteurs de Participation Massique du **Modèle02**.**Tableau IV.7** : les trois premiers modes.

B)- Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0,82s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de rotation
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

C)-Résultantes des forces sismiques :

- $$W=21356,153kN \rightarrow \begin{cases} V^x = 2002,304 kN \\ V^y = 1445,539 kN \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 1601,84 kN \\ 0,8V^y = 1156,43 kN \end{cases}$$

Or d'après le fichier des résultats du SAP2000 on a :

- $$V_t^x > 0,8V^x \Rightarrow r_x = 1$$

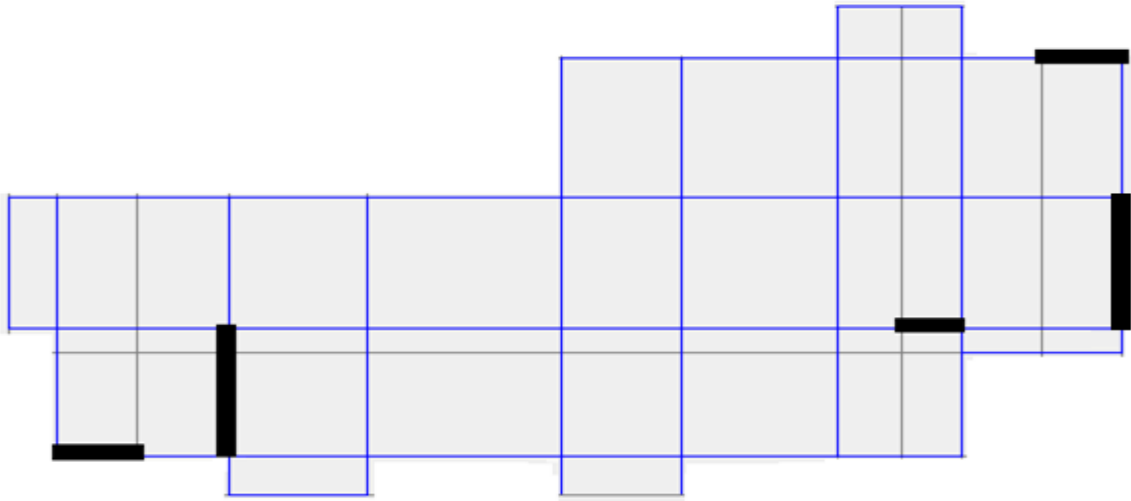
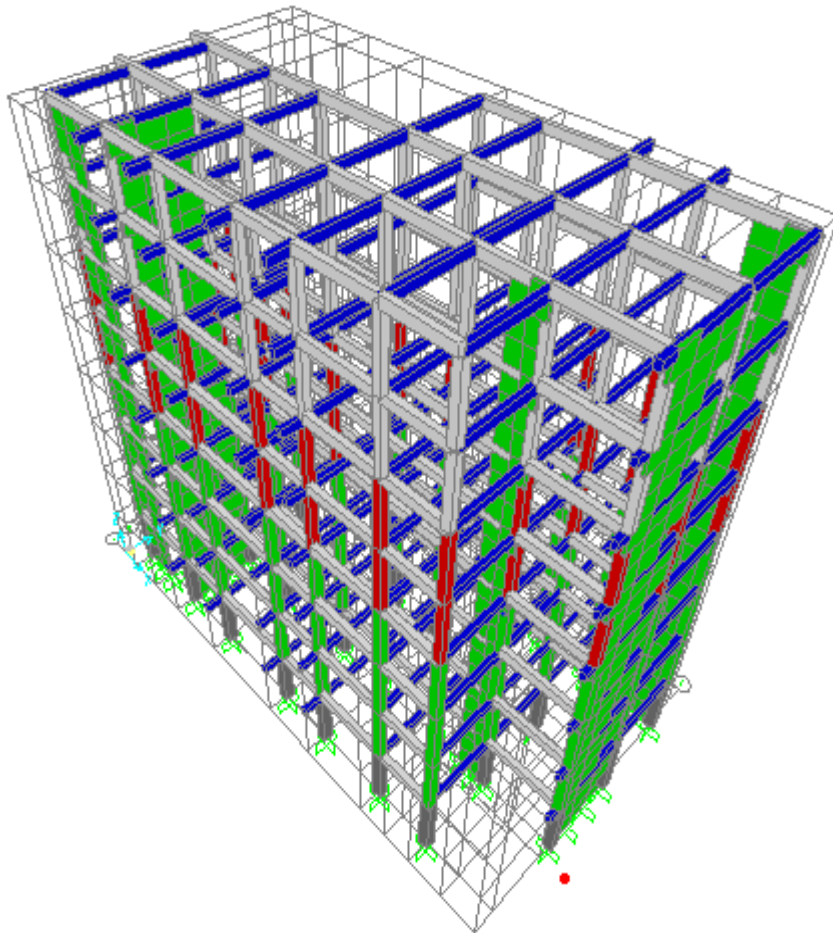
$$V_t^y > 0,8V^y \Rightarrow r_y = 1$$
- $$\text{Or : } \begin{cases} F_1 = V_t^x = 2853,18 kN > 0,8V^x = 1640,81kN \\ F_2 = V_t^y = 2372,57 kN > 0,8V^y = 1682,12kN \end{cases}$$

Les déplacements utilisés dans la vérification qui suit seront multipliés soit par r_x , soit par r_y (selon le cas).

D)-Vérifications des déplacements inter étage : $r_x=1 ; r_y=1$

Z(m)	$\delta_{ek}^x (mm)$	$\delta_{ek}^y (mm)$	$\delta_k^x (mm)$	$\delta_k^y (mm)$	$\Delta_k^x (mm)$	$\Delta_k^y (mm)$	$\bar{\Delta}(mm)$	Observation
25,60	22,97	34,17	114,85	170,85	11,250	13,05	30,2	Vérifier
22,40	20,72	31,56	103,60	157,8	14,350	19,75	30,2	Vérifier
19,20	17,85	27,61	89,25	138,05	17,000	25,4	30,2	Vérifier
16,00	14,45	22,53	72,25	112,65	17,200	25,3	30,2	Vérifier
12,80	11,01	17,47	55,05	87,35	16,550	24,4	30,2	Vérifier
9,60	7,7	12,59	38,50	62,95	16,450	25,65	30,2	Vérifier
6,40	4,41	7,46	22,05	37,3	14,550	24,3	30,2	Vérifier
3,20	1,5	2,6	7,5	13	7,5	13	30,2	Vérifier

Tableau IV.8: Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle 02.

IV .5.3. Modèle 03 :**Figure IV.6 :** Disposition des voiles de modèle 03 .**Figure IV.7:** vue en 3D (modele 03).

A)- caractéristique dynamique propre :

Mode	Period	FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)					
		UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,66928	0,72357	0,01463	0,00001072	0,72357	0,01463	0,66928
2	0,591348	0,01816	0,66187	0,00002022	0,74173	0,6765	0,591348
3	0,489311	0,00097	0,01119	1,763E-07	0,7427	0,68769	0,489311
4	0,222472	0,13186	0,0004	0,00004027	0,87456	0,68809	0,222472
5	0,159773	0,00018	0,17559	0,00009364	0,87474	0,86368	0,159773
6	0,126318	0,00002883	0,00738	0,000000204	0,87477	0,87106	0,126318
7	0,115578	0,0532	0,00005237	0,00002487	0,92796	0,87111	0,115578
8	0,078164	0,00003957	0,00003346	0,40395	0,928	0,87114	0,078164
9	0,074927	0,00006623	0,06455	0,000001071	0,92807	0,93569	0,074927

Tableau. IV.9 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du **Modèle 3**

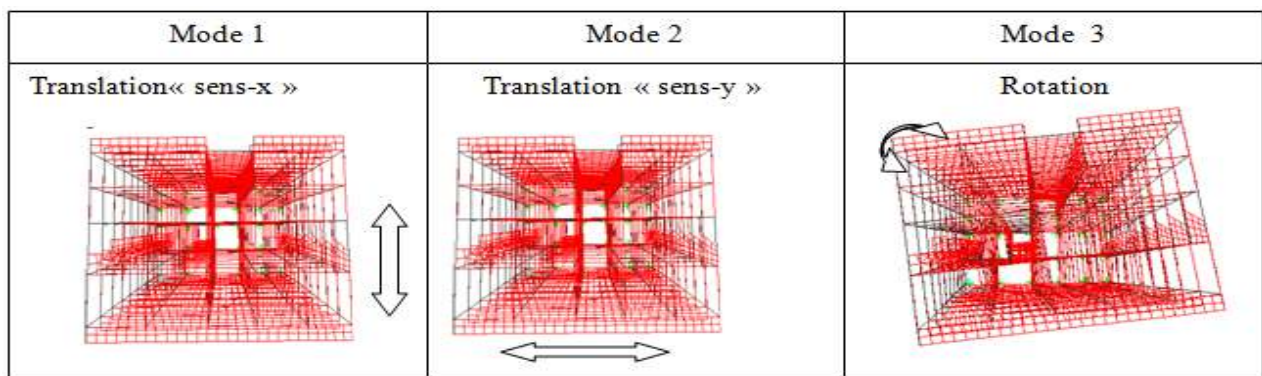


Tableau IV.10 : les trois premiers modes.

B)- Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0,67s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode.

- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à y-y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

C)-Résultantes des forces sismiques :

$$\bullet \quad W=21827,033kN \rightarrow \begin{cases} V^x = 2099,578kN \\ V^y = 2132,06kN \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 1679,66kN \\ 0,8V^y = 1705,65kN \end{cases}$$

D’après le fichier des résultats du SAP2000 on a :

$$\bullet \quad \text{Or : } \begin{cases} F_1 = V_t^x = 291609 \text{ kN} > 0,8V^x = 167966kN \\ F_2 = V_t^y = 2424,98kN > 0,8V^y = 170565kN \end{cases}$$

$$V_t^x > 0,8V^x \Rightarrow r_x = 1$$

$$V_t^y > 0,8V^y \Rightarrow r_y = 1$$

Vu que (rx=ry=1) donc il n’ya aucune correction sur les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....)

D)-Vérifications des déplacements inter étage : r_x=1 ; r_y=1

Z(m)	$\delta_{ek}^x (mm)$	$\delta_{ek}^y (mm)$	$\delta_K^x (mm)$	$\delta_K^y (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\bar{\Delta}(mm)$	Observation
25,60	20,17	22,02	100,85	110,1	10,150	16	30,2	Vérifier
22,40	18,14	18,82	90,70	94,1	12,500	16,9	30,2	Vérifier
19,20	15,64	15,44	78,20	77,2	13,750	16,9	30,2	Vérifier
16,00	12,89	12,06	64,45	60,3	15,200	16,75	30,2	Vérifier
12,80	9,85	8,71	49,25	43,55	15,000	15,3	30,2	Vérifier
9,60	6,85	5,65	34,25	28,25	14,800	13,35	30,2	Vérifier
6,40	3,89	2,98	19,45	14,9	12,850	10,05	30,2	Vérifier
3,20	1,32	0,97	6,6	4,85	6,6	4,85	30,2	Vérifier

Tableau IV.11 : Vérification des Déplacements Inter Etages du **Modèle 3**.

Observation :

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le “RPA99 version 2003”.

IV.5.4. Vérification Spécifique aux Sollicitations normales :**a- Vérification :**

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

N_d : l'effort normal de compression correspond a la combinaison de charge (G+Q+E).

B_c : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPA).

Niveaux	N_d (KN)	B_c (cm ²)	v	Obs
P7	152,794	35*35	0,050	<0,3
P6	290,747	35*35	0,095	<0,3
P5	440,718	40*40	0,11	<0,3
P4	597,886	40*40	0,15	<0,3
P3	763,692	45*45	0,15	<0,3
P2	935,092	45*45	0,18	<0,3
P1	1117,744	45*45	0,21	<0,3
R.D.C	1346,64	50*50	0,22	<0,3

Tableau IV.12: Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux.

IV.5.5.JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P-Δ :

L'effet P-Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10 \dots\dots [4]$$

P_k : Poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k »

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k » (altitude du plancher k).

- Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

- Si $\theta_k > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec:

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \\ F_t = 0,07TV & \text{si } T > 0,7s \end{cases}$$

Sens x

Niveaux (m)	P _k (kN)	Δ _k (m)	V _k (kN)	h _k (m)	θ	Vérification
25,60	2717,83	0,010150	530,83	3,20	0,00162399	<0,1 ok
22,40	5295,14	0,012500	916,24	3,20	0,0022575	<0,1 ok
19,20	7949,44	0,013750	1248,35	3,20	0,00273623	<0,1 ok
16,00	10610,75	0,015200	1524,08	3,20	0,00330698	<0,1 ok
12,80	13359,32	0,015000	1751,53	3,20	0,00357526	<0,1 ok
9,60	16115,82	0,014800	1925,38	3,20	0,00387122	<0,1 ok
6,40	18872,24	0,012850	2042,76	3,20	0,00370987	<0,1 ok
3,20	21726,37	0,00660	2098,79	3,20	0,00213507	<0,1 ok

Tableau IV.13 : Justification vis-à- vis de l'Effet P-Δ dans le Sens x.

Sens-y :

Niveaux (m)	P_k (kN)	Δ_k (m)	V_k (kN)	h_k (m)	θ	Vérification
25,60	2717,83	0,01600	581,77	3,20	0,00233583	<0,1 ok
22,40	5295,14	0,01690	990,28	3,20	0,00282394	<0,1 ok
19,20	7949,44	0,01690	1314,68	3,20	0,0031934	<0,1 ok
16,00	10610,75	0,01675	1590,92	3,20	0,0034911	<0,1 ok
12,80	13359,32	0,01530	1801,67	3,20	0,00354528	<0,1 ok
9,60	16115,82	0,01335	1958,36	3,20	0,00343314	<0,1 ok
6,40	18872,24	0,01005	2073,57	3,20	0,00285839	<0,1 ok
3,20	21726,37	0,00485	2131,94	3,20	0,00154456	<0,1 ok

Tableau IV.14 : Justification vis-à-vis de l'Effet P- Δ dans le Sens y.**IV.5.6. JUSTIFICATION DU CHOIX DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT :**

Dans le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (système 4.a) ainsi définie par l'*RPA99 v2003*, Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et ils reprennent conjointement avec les portiques les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

❖ Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles :

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot}=24418,072\text{kN}$ (ELS « G+Q »).

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles}=3828,93\text{kN}$ (ELS « G+Q »).

$$P_{voiles} / P_{Tot}=15,68\% < 20\%.$$

Lors les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

❖ pourcentage des efforts tranchants dus aux charges horizontales repris par les portiques :

Sens-x :

Etage	V _{Tot} (kN)	V _{port} (kN)	V _{Tot} (%)	V _{port} (%)	Condition	Vérification
7 ^{ème}	527,73	491,68	100	93,17	>25%	Ok
6 ^{ème}	913,86	555,42	100	60,78	>25%	Ok
5 ^{ème}	1248,44	949,85	100	76,08	>25%	Ok
4 ^{ème}	1524,56	989,51	100	64,90	>25%	Ok
3 ^{ème}	1747,70	1342,78	100	76,83	>25%	Ok
2 ^{ème}	1925,49	1365,13	100	70,90	>25%	Ok
1 ^{er}	2042,56	1373,95	100	67,27	>25%	Ok
RDC	2096,56	1390,62	100	66,33	>25%	Ok

Tableau IV.15 : Pourcentages des efforts tranchants dans le sens x.**Sens-y :**

Etage	V _{Tot} (kN)	V _{port} (kN)	V _{Tot} (%)	V _{port} (%)	Condition	Vérification
7 ^{ème}	578,67	437,63	100	75,63	>25%	Ok
6 ^{ème}	987,81	475,91	100	48,18	>25%	Ok
5 ^{ème}	1314,59	622,67	100	47,37	>25%	Ok
4 ^{ème}	1590,45	675,40	100	42,47	>25%	Ok
3 ^{ème}	1798,12	799,71	100	44,47	>25%	Ok
2 ^{ème}	1957,85	801,79	100	40,95	>25%	Ok
1 ^{er}	2073,77	838,21	100	40,42	>25%	Ok
RDC	2131,57	878,93	100	41,23	>25%	Ok

Tableau IV.16 : Pourcentages des efforts tranchants dans le sens y.

❖ Conclusion :

Etant donné que :

- Les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques prennent, outre les sollicitations dues aux charges verticales, plus de 25 % de l'effort tranchant dans chaque étage.

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure ($R=5$) est justifié.

IV.1.Introduction :

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage. Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique.

De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structurel lors du séisme.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

IV.2 Etude dynamique :**IV.2.1. Introduction :**

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure, Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.2.2. Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de (D.D.L) fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement. En d'autres termes ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

IV.2.3. Caractéristique dynamiques propres :

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donné par :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x\} = \{0\} \dots \dots \dots (1)$$

Avec : $[M]$: Matrice de masse de la structure.

$[K]$: Matrice de rigidité de la structure.

$\{\ddot{x}\}$: Vecteur des accélérations relatives.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements relatifs.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre.

Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{\ddot{x}\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2 [M])\{A\} \sin(\omega t + \varphi) = 0 \dots \dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M])\{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues "A_i". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω est nul c'est à dire :

$$\Delta_{\omega} = |[K.] - \omega^2 [M]| = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci dessus est appelée "Equation caractéristique".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω²).

Les (n) solutions (ω₁²; ω₂²;; ω_n²) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω₁ et il est appelé mode fondamental (ω₁ < ω₂ < ... < ω_n)

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre {A_i} ou forme modale (modale Shape).

IV.3.Modélisation de la structure :

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est modélisation adéquate de cette dernière.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose. L'utilisation d'un logiciel préétabli en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000, ETABS, ROBOT... » avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelque années et qui est à notre portée : il s'agit du SAP2000 (version12,00)

IV.3.1. Présentation du programme sap2000 :

SAP2000 est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau.....)et des travaux publics (ponts, tunnels...), Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique, L'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.

IV.3.2 Modélisation de rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type (Shell) à quatre nœuds après on l'a divisé en mailles.
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

IV.3.3. L'analyse :

Après la modélisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse.

Le SAP2000 offre les possibilités d'analyses suivantes :

- Analyse statique linéaire.
- Analyse P-Delta.
- Analyse statique non linéaire.
- Analyse dynamique

IV.3.4 .Modélisation de la masse :

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher.

- La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le RPA99 version2003 avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation. (mass source).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$.
- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

IV .3.5. Conception du contreventement vertical :

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- Disposer les éléments de contreventement d'une manière symétrique dans chaque direction afin de limiter la torsion d'ensemble.
- Eloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du couple résistant à torsion.
- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.
- Superposer les éléments verticaux, afin de créer des consoles verticales de section constante ou élargies vers le bas.

IV.4. ETUDE SISMIQUE :

IV.4.1. Stratégie du calcul sismique :

Le choix des méthodes de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage considéré. Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations, le calcul dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique, il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

1- La méthode statique équivalente :

Le calcul statique équivalent implique la substitution au calcul dynamique des équivalents statiques qui sont censés produire les mêmes effets. Le calcul statique peut être considéré comme dérivant de l'analyse modale par les simplifications suivantes :

- Le mode fondamental est seul pris en compte.
- La déformée du mode fondamentale est arbitrairement assimilée à une droite pour les structure à portique et à une parabole pour les structures en voiles.

2- La méthode d'analyse modale spectrale :

Il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre et d'introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale.

3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme (temporelle) :

À partir des accélérogrammes, elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps.

IV.4.2. Choix de la méthode calcul :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

Dans le cas de notre structure étudié la hauteur supérieurement à 10 m en zone III, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique.

IV.4.3. Analyse spectrale :

IV.4.3.1. Méthode dynamique modale spectrale :

Il y a lieu de rappeler que la direction d'un séisme est aléatoire et que par conséquent il convient d'analyser une structure sous les deux composantes horizontales orthogonales d'un séisme agissant suivant les deux directions principales de celle-ci.

L'analyse spectrale permet d'avoir :

Pour chaque mode propre : la période, les facteurs des participations massique.

Pour chaque direction : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres.

IV .4.3.2. Spectre de réponse :

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

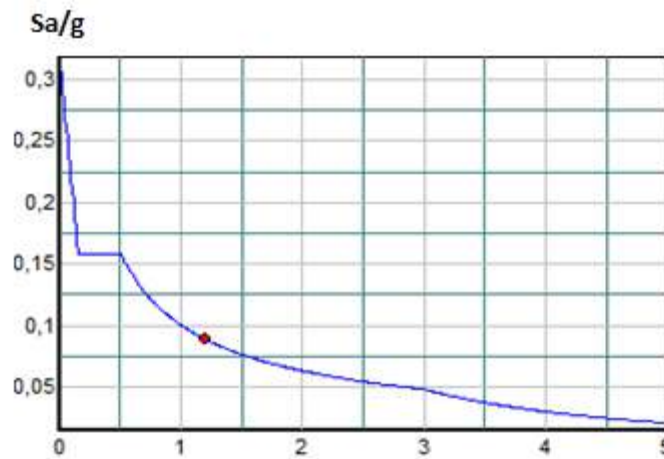


Figure IV.1 : spectre de réponse

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

A : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas :

- L'ouvrage est du groupe 2 (bâtiment d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48m
- l'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya d'ALGER (zone III).

Donc : A=0,25.

η : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \rightarrow \eta = 0,8819$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (ξ =7%).

R : Coefficient de comportement de la structure ; Il est fonction du système de contreventement.

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité. $Q = 1 + \sum Pq$

- La longueur de l'intervalle temporel définissant le spectre de réponse doit comprendre les périodes des 'n' modes utiles considérés dans le calcul de la réponse.

- Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données la réponse sismique est obtenue

Sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

IV .4.4. Procédure de calcul :

a. Calcul de la force sismique total :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

- **Classification de l'ouvrage selon leur groupe d'usage et sa zone :**

Dans notre cas : on a un bâtiment à usage d'habitation, donc il est de Groupe 2 (ouvrage de grande importance). Ce qui implique $A=0,25$.

- **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

Il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement

et de la période fondamentale de la structure où :

La catégorie de site est : sol meuble S3

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0,15 \text{ s.} \\ T_2 = 0,50 \text{ s.} \end{array} \right.$$

Le facteur de correction d'amortissement η est fonction du pourcentage critique ξ où : $\xi = 7\%$.

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 0,8819$$

- **La période fondamentale :**

La valeur de la période fondamentale (T_f) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques qui sont données par le [4] :

Soit : $T_f = C_T (h_N)^{3/4}$

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$h_N = 25,60\text{m}$

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$\left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow D_x = 28,25\text{m} \\ \Rightarrow D_y = 14,70\text{m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05(25,60)^{3/4} = 0,57\text{s}, \text{ dans les deux directions.}$$

- Suivant la direction (x - x) $T_x = 0,09 \frac{25,60}{\sqrt{28,25}} = 0,43\text{sec}$
- Suivant la direction (y - y) $T_y = 0,09 \frac{25,60}{\sqrt{14,70}} = 0,60\text{sec}$

Sens (x-x) : $T_x = \min(0,43; 0,57) = 0,43\text{sec}$.

Sens (y-y) : $T_y = \min(0,60; 0,57) = 0,57\text{sec}$.

$$\text{Calcul de D : } \left\{ \begin{array}{l} D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,5}{0,43} \right)^{2/3} = 2,43 \\ D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,5}{0,57} \right)^{2/3} = 2,02 \end{array} \right.$$

R : Coefficient de comportement :

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un

coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement.

Le coefficient de comportement global de la structure, Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) de [4] en fonction du système de contreventement.

$R=5$ (mixte portique/voiles avec interaction)

Q : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité de contrôle de la construction

La valeur de Q déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Sa valeur est donné par le tableau 4.4 [4].

Critère q	Observée (o/n)	Pq // xx	Observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

Tableau IV.1 : Facteur de qualité.

$$Q//xx=1+0,1=1,10$$

$$Q//yy=1+0,1=1,10$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R}, W = \frac{0,25 \times 2,43 \times 1,10}{5}, W = 0,1336 W \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} = \frac{0,25 \times 2,02 \times 1,10}{5}, W = 0,1111 W \end{array} \right.$$

W= 20531,033 [poids de la structure]

b. Résultante des forces sismiques de calcul :

L'une des 1^{ères} vérifications préconisées par le [4] est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base "V_t" obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport $r = \frac{0,8V}{V_t}$.

• Vérification des déplacements inter étage :

Nécessairement être vérifiée : $\Delta_k^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$

Où $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

Avec :

$$\delta_k^x = R\delta_{ek}^x \quad \text{et} \quad \delta_k^y = R\delta_{ek}^y$$

$$\Delta_k^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_k^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y$$

Δ_k^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_k^y).

δ_{ek}^x : est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{ek}^y).

Si Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut :

- Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.
- Rajouter des voiles dans la structure.
- L'augmentation de la section des poteaux risque de réduire la surface exploitable de la structure, en revanche, l'ajout des voiles de contreventement est la solution inévitable. Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure.

IV.5. Résultats de l'analyse :

Remarque : l'épaisseur des voiles utilisés est égale à $e=15$ cm.

Etage	Elément	Section (cm ²)
		Epaisseur (cm)
7 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	Poteau	35*35
	Voile	15
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	Poteau	40*40
	Voile	15
1 ^{ème} et 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	Poteau	45*45
	Voile	15
RDC	Poteau	50*50
	Voile	15

Tableau IV.2 : Dimensions des éléments verticaux de chaque niveau

IV .5.1. Modèle 01:

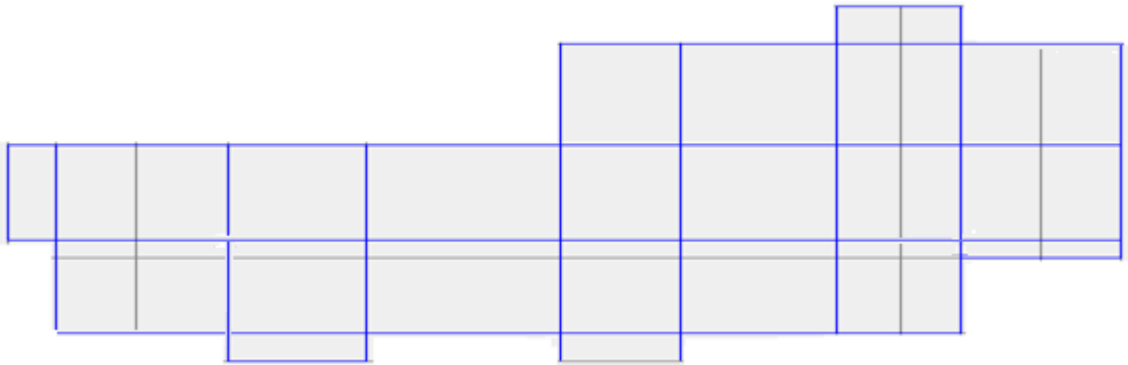


Figure IV.2: Disposition des voiles de model 1.

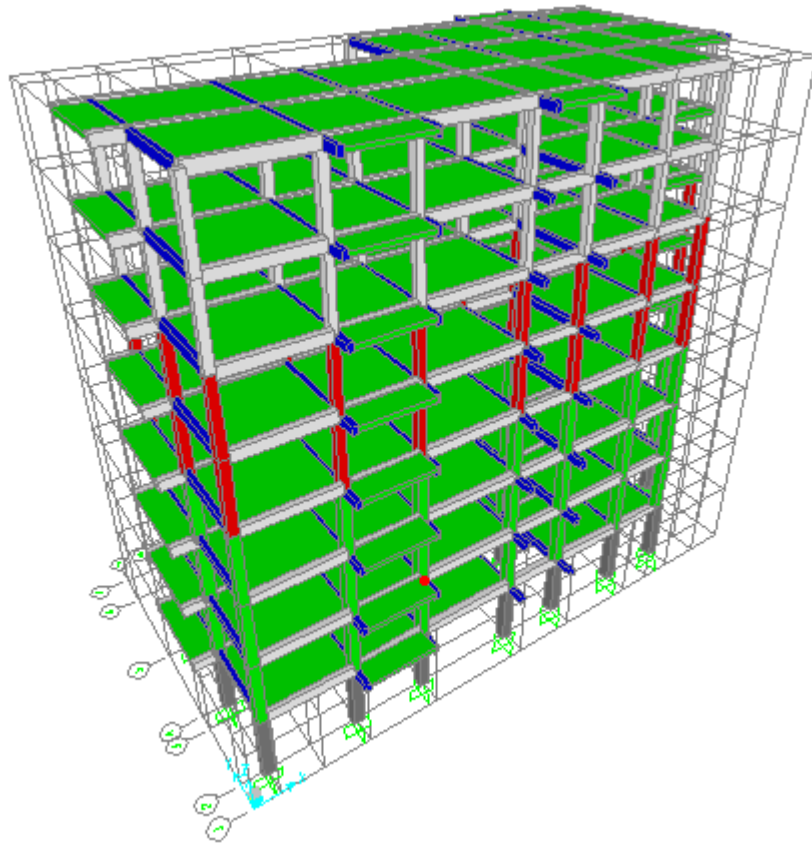
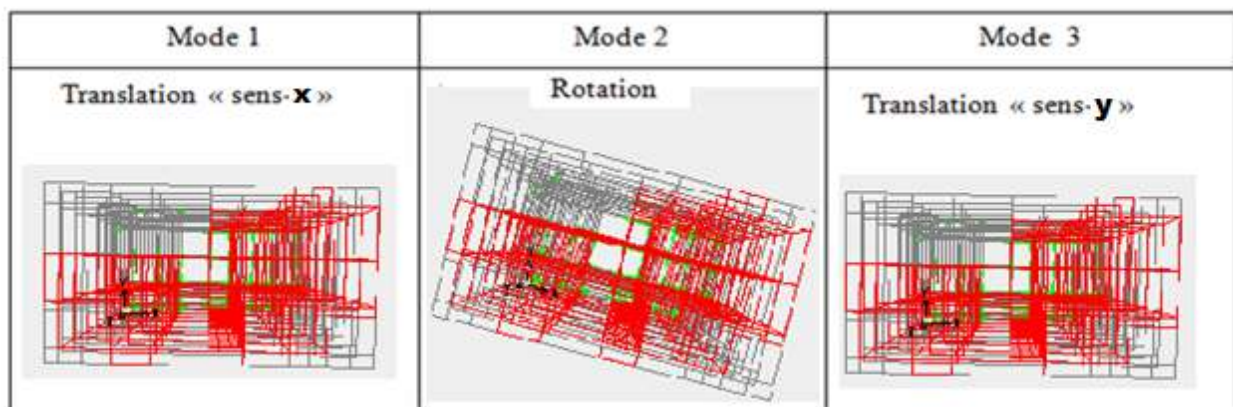


Figure IV.3: vue en 3D (modèle 1).

A)- caractéristique dynamique propre :

Mode	Période	FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)					
		UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,872609	0,00035	0,76964	2,482E-08	0,00035	0,76964	2,482E-08
2	0,800047	0,01606	0,00181	0,000000451	0,01641	0,77145	4,758E-07
3	0,766943	0,75749	0,00018	2,184E-07	0,7739	0,77163	6,942E-07
4	0,311221	0,0000389	0,11716	1,764E-08	0,77394	0,88879	7,119E-07
5	0,287886	0,00773	0,00011	9,731E-07	0,78167	0,8889	0,000001685
6	0,281046	0,10988	0,000001894	8,419E-07	0,89154	0,8889	0,000002527
7	0,180167	4,222E-07	0,04189	2,771E-09	0,89154	0,93079	0,00000253
8	0,167872	0,00854	0,00001055	2,936E-07	0,90008	0,9308	0,000002823

Tableau IV.3 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 01.**Tableau IV.4** : les trois premiers modes.

B)- Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0,87s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 2^{ème} mode est un mode de rotation.

- Le 3^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à y-y.

C)-Résultantes des forces sismiques :

- $$W = 20531,033 \text{ kN} \rightarrow \begin{cases} V^x = 1857,805 \text{ kN} \\ V^y = 1710,091 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 1486,24 \text{ kN} \\ 0,8V^y = 1368,07 \text{ kN} \end{cases}$$

Or d’après le fichier des résultats du SAP2000 on a :

- $$\text{Or : } \begin{cases} F_1 = V_t^x = 2742,95 \text{ kN} > 0,8V^x = 1486,24 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 2280,99 \text{ kN} > 0,8V^y = 1368,07 \text{ kN} \end{cases} \quad \begin{matrix} V_t^x > 0,8V^x \Rightarrow r_x = 1 \\ V_t^y > 0,8V^y \Rightarrow r_y = 1 \end{matrix}$$

Les déplacements utilisés dans la vérification qui suit seront multipliés soit par r_x , soit par r_y (selon le cas).

D)-Vérifications des déplacements inter étage : $r_x=1 ; r_y=1$

Z(m)	$\delta_{ek}^x (mm)$	$\delta_{ek}^y (mm)$	$\delta_K^x (mm)$	$\delta_K^y (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\bar{\Delta} (mm)$	Observation
25,60	23,02	28,25	115,100	141,250	8,150	10,250	30,2	Vérifier
22,40	21,39	26,2	106,950	131,000	5,850	17,100	30,2	Vérifier
19,20	20,22	22,78	101,100	113,900	36,000	17,700	30,2	Non Vérifier
16,00	13,02	19,24	65,100	96,200	33,350	35,100	30,2	Non Vérifier
12,80	6,35	12,22	31,750	61,100	5,000	31,200	30,2	Non Vérifier
9,60	5,35	5,98	26,750	29,900	8,850	8,750	30,2	Vérifier
6,40	3,58	4,23	17,900	21,150	7,750	9,450	30,2	Vérifier
3,20	2,03	2,34	10,150	11,700	10,150	11,700	30,2	Vérifier

Tableau IV.5: Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle 01.

Remarque :

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure.

IV .5.1. Modèle 02:

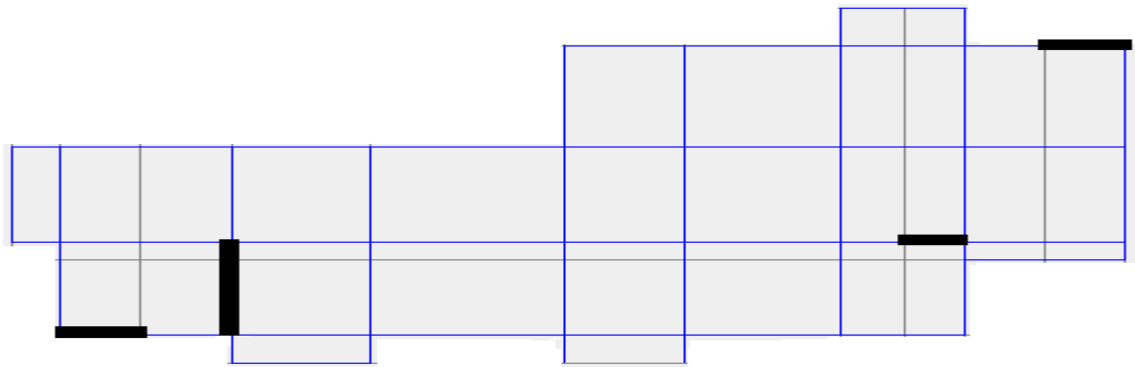


Figure IV.4: Disposition des voiles de model 2.

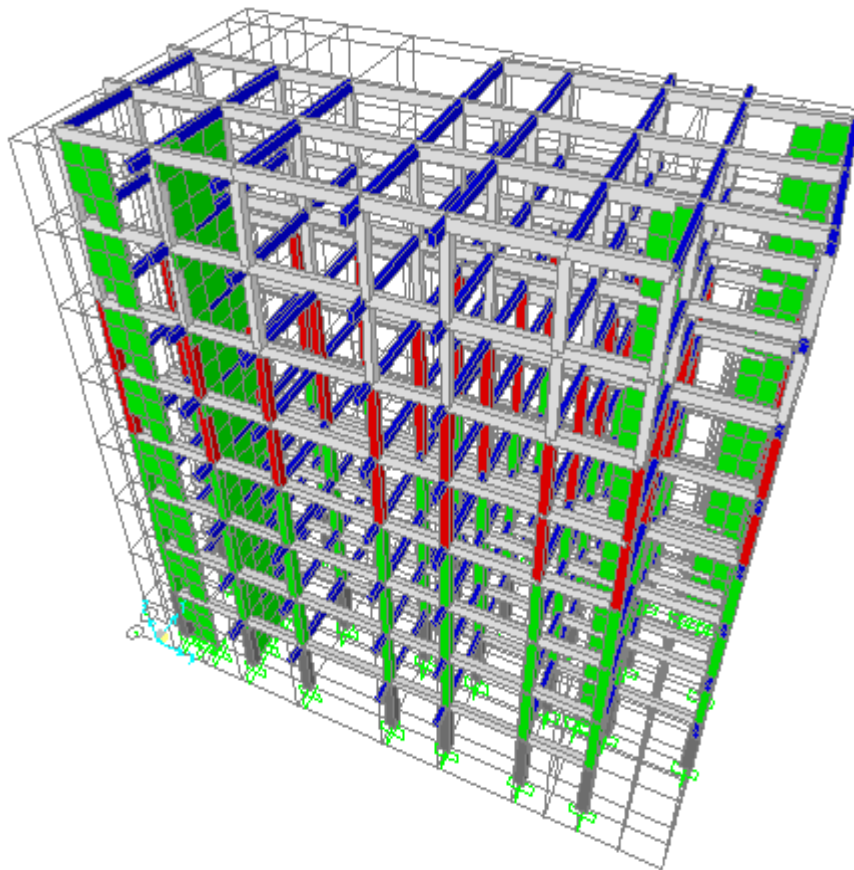
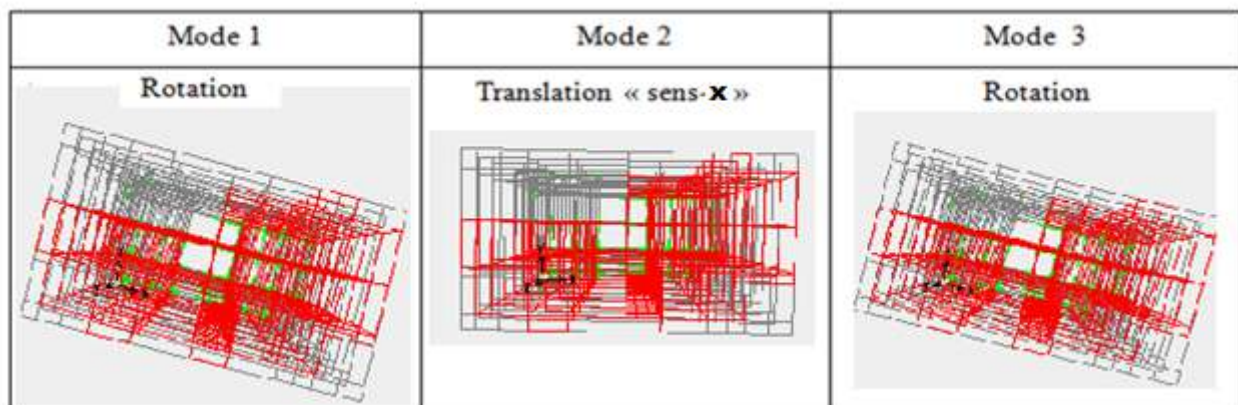


Figure IV.5: vue en 3D (modèle 2).

A)- caractéristique dynamique propre :

Mode	Période	FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)					
		UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,826827	0,00014	0,48325	0,000001539	0,00014	0,48325	0,826827
2	0,674953	0,72369	0,00163	0,000003772	0,72382	0,48488	0,674953
3	0,552007	0,00942	0,23676	0,00001631	0,73324	0,72164	0,552007
4	0,291639	0,00001511	0,0816	0,000001985	0,73325	0,80324	0,291639
5	0,226096	0,14129	0,00026	0,00001359	0,87455	0,8035	0,226096
6	0,159591	0,000002854	0,02357	8,127E-07	0,87455	0,82707	0,159591
7	0,14937	0,00021	0,07818	0,00008987	0,87476	0,90525	0,14937
8	0,115389	0,05298	0,00005337	0,00001161	0,92774	0,9053	0,115389

Tableau IV.6 :Périodes et Facteurs de Participation Massique du **Modèle02**.**Tableau IV.7** : les trois premiers modes.

B)- Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0,82s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de rotation
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

C)-Résultantes des forces sismiques :

- $$W=21356,153kN \rightarrow \begin{cases} V^x = 2002,304 kN \\ V^y = 1445,539 kN \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 1601,84 kN \\ 0,8V^y = 1156,43 kN \end{cases}$$

Or d’après le fichier des résultats du SAP2000 on a :

- $$Or : \begin{cases} F_1 = V_t^x = 2853,18 kN > 0,8V^x = 1640,81kN \\ F_2 = V_t^y = 2372,57 kN > 0,8V^y = 1682,12kN \end{cases} \quad \begin{matrix} V_t^x > 0,8V^x \Rightarrow r_x = 1 \\ V_t^y > 0,8V^y \Rightarrow r_y = 1 \end{matrix}$$

Les déplacements utilisés dans la vérification qui suit seront multipliés soit par r_x , soit par r_y (selon le cas).

D)-Vérifications des déplacements inter étage : $r_x=1 ; r_y=1$

Z(m)	$\delta_{ek}^x (mm)$	$\delta_{ek}^y (mm)$	$\delta_k^x (mm)$	$\delta_k^y (mm)$	$\Delta_k^x (mm)$	$\Delta_k^y (mm)$	$\bar{\Delta}(mm)$	Observation
25,60	22,97	34,17	114,85	170,85	11,250	13,05	30,2	Vérifier
22,40	20,72	31,56	103,60	157,8	14,350	19,75	30,2	Vérifier
19,20	17,85	27,61	89,25	138,05	17,000	25,4	30,2	Vérifier
16,00	14,45	22,53	72,25	112,65	17,200	25,3	30,2	Vérifier
12,80	11,01	17,47	55,05	87,35	16,550	24,4	30,2	Vérifier
9,60	7,7	12,59	38,50	62,95	16,450	25,65	30,2	Vérifier
6,40	4,41	7,46	22,05	37,3	14,550	24,3	30,2	Vérifier
3,20	1,5	2,6	7,5	13	7,5	13	30,2	Vérifier

Tableau IV.8: Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle 02.

IV .5.2. Modèle 02 :

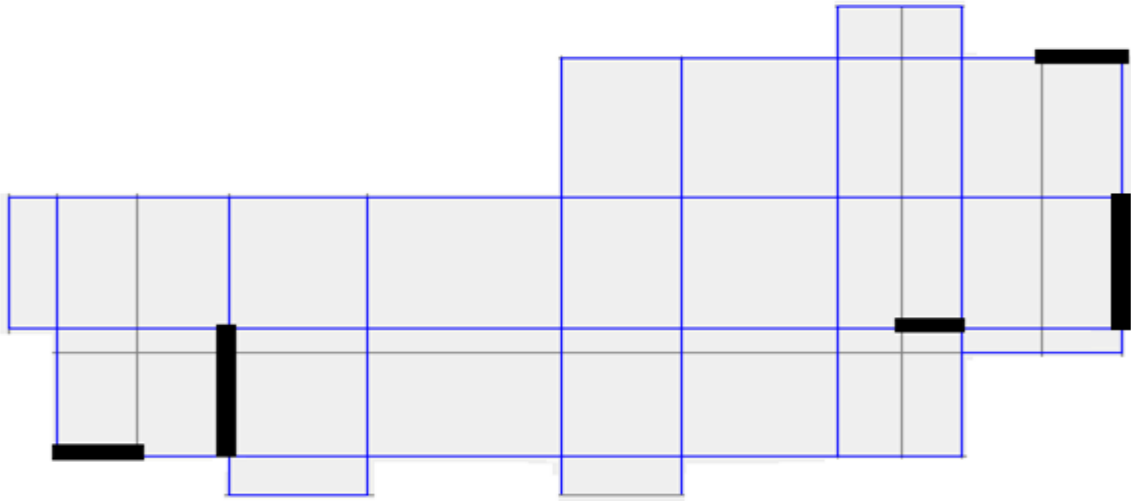


Figure IV.6 : Disposition des voiles de modèle 03 .

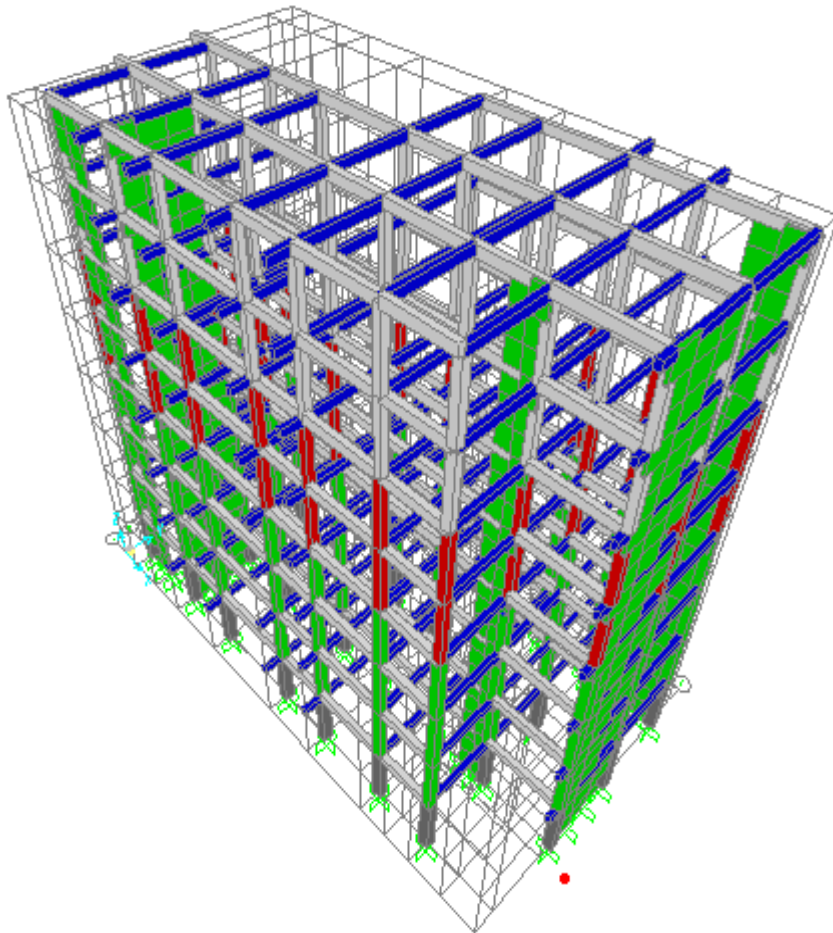


Figure IV.7: vue en 3D (modele 03).

A)- caractéristique dynamique propre :

Mode	Period	FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)					
		UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,66928	0,72357	0,01463	0,00001072	0,72357	0,01463	0,66928
2	0,591348	0,01816	0,66187	0,00002022	0,74173	0,6765	0,591348
3	0,489311	0,00097	0,01119	1,763E-07	0,7427	0,68769	0,489311
4	0,222472	0,13186	0,0004	0,00004027	0,87456	0,68809	0,222472
5	0,159773	0,00018	0,17559	0,00009364	0,87474	0,86368	0,159773
6	0,126318	0,00002883	0,00738	0,000000204	0,87477	0,87106	0,126318
7	0,115578	0,0532	0,00005237	0,00002487	0,92796	0,87111	0,115578
8	0,078164	0,00003957	0,00003346	0,40395	0,928	0,87114	0,078164
9	0,074927	0,00006623	0,06455	0,000001071	0,92807	0,93569	0,074927

Tableau. IV.9 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du **Modèle 3**

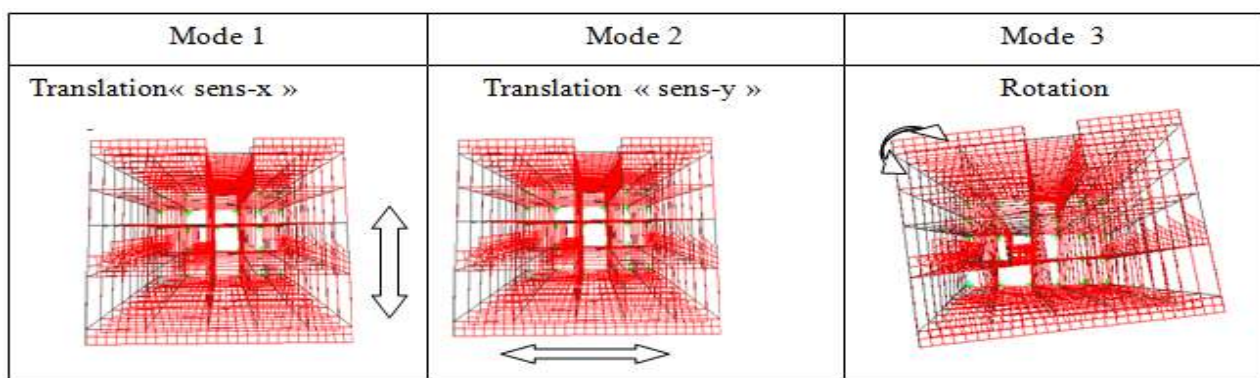


Tableau IV.10 : les trois premiers modes.

B)- Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0,67s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode.

- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à y-y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

C)-Résultantes des forces sismiques :

$$\bullet \quad W=21827,033kN \rightarrow \begin{cases} V^x = 2099,578kN \\ V^y = 2132,06kN \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 1679,66kN \\ 0,8V^y = 1705,65kN \end{cases}$$

D’après le fichier des résultats du SAP2000 on a :

$$\bullet \quad \text{Or : } \begin{cases} F_1 = V_t^x = 291609 \text{ kN} > 0,8V^x = 167966kN \\ F_2 = V_t^y = 2424,98kN > 0,8V^y = 170565kN \end{cases}$$

$$V_t^x > 0,8V^x \Rightarrow r_x = 1$$

$$V_t^y > 0,8V^y \Rightarrow r_y = 1$$

Vu que (rx=ry=1) donc il n’ya aucune correction sur les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....)

D)-Vérifications des déplacements inter étage : r_x=1 ; r_y=1

Z(m)	$\delta_{ek}^x (mm)$	$\delta_{ek}^y (mm)$	$\delta_K^x (mm)$	$\delta_K^y (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\bar{\Delta}(mm)$	Observation
25,60	20,17	22,02	100,85	110,1	10,150	16	30,2	Vérifier
22,40	18,14	18,82	90,70	94,1	12,500	16,9	30,2	Vérifier
19,20	15,64	15,44	78,20	77,2	13,750	16,9	30,2	Vérifier
16,00	12,89	12,06	64,45	60,3	15,200	16,75	30,2	Vérifier
12,80	9,85	8,71	49,25	43,55	15,000	15,3	30,2	Vérifier
9,60	6,85	5,65	34,25	28,25	14,800	13,35	30,2	Vérifier
6,40	3,89	2,98	19,45	14,9	12,850	10,05	30,2	Vérifier
3,20	1,32	0,97	6,6	4,85	6,6	4,85	30,2	Vérifier

Tableau IV.11 : Vérification des Déplacements Inter Etages du **Modèle 3**.

Observation :

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le “RPA99 version 2003”.

IV.5.3. Vérification Spécifique aux Sollicitations normales :**a- Vérification :**

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

N_d : l'effort normal de compression correspond a la combinaison de charge (G+Q+E).

B_c : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPA).

Niveaux	N_d (KN)	B_c (cm ²)	v	Obs
P7	152,794	35*35	0,050	<0,3
P6	290,747	35*35	0,095	<0,3
P5	440,718	40*40	0,11	<0,3
P4	597,886	40*40	0,15	<0,3
P3	763,692	45*45	0,15	<0,3
P2	935,092	45*45	0,18	<0,3
P1	1117,744	45*45	0,21	<0,3
R.D.C	1346,64	50*50	0,22	<0,3

Tableau IV.12: Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux.

IV.5.4.JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L’EFFET P-Δ :

L’effet P-Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10 \dots\dots [4]$$

P_k : Poids totale de la structure et des charges d’exploitation associées au dessus du niveau « k »

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : effort tranchant d’étage au niveau « k »

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l’étage « k » (altitude du plancher k).

- Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du

1° ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

- Si $\theta_k > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec:

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \\ F_t = 0,07TV & \text{si } T > 0,7s \end{cases}$$

Sens x

Niveaux (m)	P _k (kN)	Δ _k (m)	V _k (kN)	h _k (m)	θ	Vérification
25,60	2717,83	0,010150	530,83	3,20	0,00162399	<0,1 ok
22,40	5295,14	0,012500	916,24	3,20	0,0022575	<0,1 ok
19,20	7949,44	0,013750	1248,35	3,20	0,00273623	<0,1 ok
16,00	10610,75	0,015200	1524,08	3,20	0,00330698	<0,1 ok
12,80	13359,32	0,015000	1751,53	3,20	0,00357526	<0,1 ok
9,60	16115,82	0,014800	1925,38	3,20	0,00387122	<0,1 ok
6,40	18872,24	0,012850	2042,76	3,20	0,00370987	<0,1 ok
3,20	21726,37	0,00660	2098,79	3,20	0,00213507	<0,1 ok

Tableau IV.13 : Justification vis-à- vis de l’Effet P-Δ dans le Sens x.

Sens-y :

Niveaux (m)	P_k (kN)	Δ_k (m)	V_k (kN)	h_k (m)	θ	Vérification
25,60	2717,83	0,01600	581,77	3,20	0,00233583	<0,1 ok
22,40	5295,14	0,01690	990,28	3,20	0,00282394	<0,1 ok
19,20	7949,44	0,01690	1314,68	3,20	0,0031934	<0,1 ok
16,00	10610,75	0,01675	1590,92	3,20	0,0034911	<0,1 ok
12,80	13359,32	0,01530	1801,67	3,20	0,00354528	<0,1 ok
9,60	16115,82	0,01335	1958,36	3,20	0,00343314	<0,1 ok
6,40	18872,24	0,01005	2073,57	3,20	0,00285839	<0,1 ok
3,20	21726,37	0,00485	2131,94	3,20	0,00154456	<0,1 ok

Tableau IV.14 : Justification vis-à-vis de l'Effet P- Δ dans le Sens y.**IV.5.5. JUSTIFICATION DU CHOIX DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT :**

Dans le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (système 4.a) ainsi définie par l'*RPA99 v2003*, Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et ils reprennent conjointement avec les portiques les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

❖ Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles :

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot}=24418,072\text{kN}$ (ELS « G+Q »).

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles}=3828,93\text{kN}$ (ELS « G+Q »).

$$P_{voiles} / P_{Tot} = 15,68\% < 20\%.$$

Lors les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

❖ pourcentage des efforts tranchants dus aux charges horizontales repris par les portiques :

Sens-x :

Etage	V _{Tot} (kN)	V _{port} (kN)	V _{Tot} (%)	V _{port} (%)	Condition	Vérification
7 ^{ème}	527,73	491,68	100	93,17	>25%	Ok
6 ^{ème}	913,86	555,42	100	60,78	>25%	Ok
5 ^{ème}	1248,44	949,85	100	76,08	>25%	Ok
4 ^{ème}	1524,56	989,51	100	64,90	>25%	Ok
3 ^{ème}	1747,70	1342,78	100	76,83	>25%	Ok
2 ^{ème}	1925,49	1365,13	100	70,90	>25%	Ok
1 ^{er}	2042,56	1373,95	100	67,27	>25%	Ok
RDC	2096,56	1390,62	100	66,33	>25%	Ok

Tableau IV.15 : Pourcentages des efforts tranchants dans le sens x.**Sens-y :**

Etage	V _{Tot} (kN)	V _{port} (kN)	V _{Tot} (%)	V _{port} (%)	Condition	Vérification
7 ^{ème}	578,67	437,63	100	75,63	>25%	Ok
6 ^{ème}	987,81	475,91	100	48,18	>25%	Ok
5 ^{ème}	1314,59	622,67	100	47,37	>25%	Ok
4 ^{ème}	1590,45	675,40	100	42,47	>25%	Ok
3 ^{ème}	1798,12	799,71	100	44,47	>25%	Ok
2 ^{ème}	1957,85	801,79	100	40,95	>25%	Ok
1 ^{er}	2073,77	838,21	100	40,42	>25%	Ok
RDC	2131,57	878,93	100	41,23	>25%	Ok

Tableau IV.16 : Pourcentages des efforts tranchants dans le sens y.

❖ Conclusion :

Etant donné que :

- Les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques prennent, outre les sollicitations dues aux charges verticales, plus de 25 % de l'effort tranchant dans chaque étage.

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure ($R=5$) est justifié.

V. 1. INTRODUCTION :

Le présent chapitre consiste à calculer le ferrailage des éléments résistants de notre structure étudiés et de vérifiés leurs résistances vis-à-vis des différentes sollicitations.

Dans notre cas ces éléments sont :

Poteaux ; poutres ; voiles .

V. 2. FERRAILAGE DES POTEAUX :

V. 2. 1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal " N " par rapport aux axes de symétries, et à un moment fléchissant " M " dans le sens longitudinal et transversal (due à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue *SET*.
- Section entièrement comprimée *SEC*.
- Section partiellement comprimée *SPC*.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (*E.L.U*) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bc} (MPa)	γ_s	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau V.1 : sollicitation des matériaux.

V. 2.2. Combinaisons d'actions :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

a. Combinaisons selon le [1] :

Situation durable :

ELU : 1,35G+1,5Q

ELS : G+Q

b. Combinaisons selon [4] :• **Situation accidentelle :**

$$G+Q\pm E$$

$$0,8G\pm E$$

Avec :

G: Charges permanentes.

Q: Surcharge d'exploitation.

E: Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

1- Effort normal maximal et le moment correspondant (N_{\max}, M_{corr})

2- Moment maximum et l'effort correspondant (M_{\max}, N_{corr})

3- Effort normal minimal et le moment correspondant (N_{\min}, M_{corr})

V. 2.3.Recommandations selon [4] :

D'après le RPA99 version 2003, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

Leur pourcentage est limité par :

$$*0,9\% \left\langle \frac{A_s}{B} \right\rangle 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$*0,9\% \left\langle \frac{A_s}{B} \right\rangle 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

Le diamètre minimal est de 12mm.

La longueur minimale de $50\varnothing$ en zone de recouvrement.

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

V. 2.4. Résultats des efforts et ferrailage des poteaux :

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons.

N.B :Les résultats des efforts sont donnés par le logiciel SAP 2000 (version12.0.0)

1. situation durable :

- Combinaison : ELU=1,35G+1,5Q

a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Niveaux	Section (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kN .m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
7 ^{ème}	35*35	-196,21	6,04	SEC	0	0	11,03
6 ^{ème}	35*35	-395,40	6,64	SEC	0	0	11,03
5 ^{ème}	40*40	-595,88	8,83	SEC	0	0	14,40
4 ^{ème}	40*40	-795,56	7,25	SEC	0	0	14,40
3 ^{ème}	45*45	-1000,81	8,74	SEC	0	0	18,23
2 ^{ème}	45*45	-1207,85	7,56	SEC	0	0	18,23
1 ^{er}	45*45	-1421,28	6,47	SEC	0	0	18,23
RDC	50*50	-1646,35	3,46	SEC	0	0	22,50

Tableau V.2: Ferrailages des poteaux situation durable (N^{\max} ; M^{corr})

b. (N^{\min} , M^{corr}) :

Niveaux	Section (cm ²)	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kN .m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
7 ^{ème}	35*35	-24,22	-12,06	SPC	0,74	0	11,03
6 ^{ème}	35*35	-100,95	-6,27	SEC	0	0	11,03
5 ^{ème}	40*40	-161,85	-8,86	SEC	0	0	14,40
4 ^{ème}	40*40	-227,73	-7,03	SEC	0	0	14,40
3 ^{ème}	45*45	-293,78	-8,44	SEC	0	0	18,23
2 ^{ème}	45*45	-363,91	-6,52	SEC	0	0	18,23
1 ^{er}	45*45	-431,18	-4,70	SEC	0	0	18,23
RDC	50*50	-495,58	-3,30	SEC	0	0	22,50

Tableau V.3: Ferrailages des poteaux situation durable (N^{\min} ; M^{corr})

c. (M^{\max} , N^{corr}) :

Niveaux	Section (cm ²)	M^{\max} (kN)	N^{corr} (kN .m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
7 ^{ème}	35*35	-14,73	-108,84	SEC	0	0	11,03
6 ^{ème}	35*35	-20,23	-344,25	SEC	0	0	11,03
5 ^{ème}	40*40	-27,48	-509,82	SEC	0	0	14,40
4 ^{ème}	40*40	-21,06	-677,48	SEC	0	0	14,40
3 ^{ème}	45*45	-24,03	-854,97	SEC	0	0	18,23
2 ^{ème}	45*45	-17,28	-1037,89	SEC	0	0	18,23
1 ^{er}	45*45	-10,16	-1233,01	SEC	0	0	18,23
RDC	50*50	-5,15	-1196,34	SEC	0	0	22,50

Tableau V.4 : Ferrailages des poteaux situation durable (M^{\max} ; N^{corr})

• Combinaison : G+Q±E :

a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Niveaux	Section (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kN .m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
7 ^{ème}	35*35	-169,34	-7,58	SEC	0	0	11,03
6 ^{ème}	35*35	-292,21	-41,57	SEC	0	0	11,03
5 ^{ème}	40*40	-443,17	-69,83	SEC	0	0	14,40
4 ^{ème}	40*40	-599,79	-70,82	SEC	0	0	14,40
3 ^{ème}	45*45	-765,81	-97,11	SEC	0	0	18,23
2 ^{ème}	45*45	-937,53	-95,23	SEC	0	0	18,23
1 ^{er}	45*45	-1116,67	-109,49	SEC	0	0	18,23
RDC	50*50	-1348,64	-100,29	SEC	0	0	22,50

Tableau V.5: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} ; M^{corr})

b. (N^{\min} , M^{corr}) :

Niveaux	Section (cm ²)	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
7 ^{ème}	35*35	20,81	9,77	SPC	1,21	0	11,03
6 ^{ème}	35*35	10,78	45,72	SPC	4,74	0	11,03
5 ^{ème}	40*40	-29,99	29,75	SPC	1,97	0	14,40
4 ^{ème}	40*40	-27,83	33,80	SPC	2,34	0	14,40
3 ^{ème}	45*45	-16,93	44,96	SPC	3,05	0	18,23
2 ^{ème}	45*45	-18,82	57,79	SPC	3,99	0	18,23
1 ^{er}	45*45	10,10	40,13	SPC	3,10	0	18,23
RDC	50*50	12,99	24,09	SPC	1,76	0	22,50

Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\min} ; M^{corr})b. (M^{\max} , N^{corr}) :

Niveaux	Section (cm ²)	M^{\max} (kN)	N^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
7 ^{ème}	35*35	-57,92	-154,37	SPC	3,48	0	11,03
6 ^{ème}	35*35	-58,65	-290,21	SPC	2,87	0	11,03
5 ^{ème}	40*40	-98,26	-345,86	SPC	4,04	0	14,40
4 ^{ème}	40*40	-100,37	-492,61	SPC	2,62	0	14,40
3 ^{ème}	45*45	-141,78	-669,62	SPC	2,45	0	18,23
2 ^{ème}	45*45	-134,51	-872,81	SEC	0	0	18,23
1 ^{er}	45*45	-117,66	-1100,47	SEC	0	0	18,23
RDC	50*50	-100,29	-1348,69	SEC	0	0	22,50

Tableau V.7 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} ; N^{corr})

- Combinaison : $0,8G \pm E$:

a. $(N^{\max}, M^{\text{corr}})$:

Niveaux	Section (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kN .m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
7 ^{ème}	35*35	-117,80	3,91	SEC	0	0	11,03
6 ^{ème}	35*35	-238,61	4,05	SEC	0	0	11,03
5 ^{ème}	40*40	-360,12	5,38	SEC	0	0	14,40
4 ^{ème}	40*40	-481,15	4,42	SEC	0	0	14,40
3 ^{ème}	45*45	-605,50	5,33	SEC	0	0	18,23
2 ^{ème}	45*45	-730,92	4,62	SEC	0	0	18,23
1 ^{er}	45*45	-860,24	3,95	SEC	0	0	18,23
RDC	50*50	-996,56	2,11	SEC	0	0	22,50

Tableau V.8: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} ; M^{corr})

b. $(N^{\min}, M^{\text{corr}})$:

Niveaux	Section (cm ²)	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kN .m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
7 ^{ème}	35*35	-14,55	-7,28	SPC	0,42	0	11,03
6 ^{ème}	35*35	-60,71	-3,78	SEC	0	0	11,03
5 ^{ème}	40*40	-97,37	-5,35	SEC	0	0	14,40
4 ^{ème}	40*40	-136,99	-4,24	SEC	0	0	14,40
3 ^{ème}	45*45	-176,73	8,43	SEC	0	0	18,23
2 ^{ème}	45*45	-218,87	-3,93	SEC	0	0	18,23
1 ^{er}	45*45	-259,27	-2,83	SEC	0	0	18,23
RDC	50*50	-297,95	-1,98	SEC	0	0	22,50

Tableau V.9: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\min} ; M^{corr})

c. (M^{max} , N^{corr}) :

Niveaux	Section (cm ²)	M^{max} (kN)	N^{corr} (kN .m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
7 ^{ème}	35*35	-15,04	-110,66	SEC	0	0	11,03
6 ^{ème}	35*35	-12,25	-207,57	SEC	0	0	11,03
5 ^{ème}	40*40	-16,65	-307,86	SEC	0	0	14,40
4 ^{ème}	40*40	-12,76	-409,42	SEC	0	0	14,40
3 ^{ème}	45*45	-14,56	-516,85	SEC	0	0	18,23
2 ^{ème}	45*45	-10,46	-627,59	SEC	0	0	18,23
1 ^{er}	45*45	-6,15	-745,73	SEC	0	0	18,23
RDC	50*50	-3,12	-723,49	SEC	0	0	22,50

Tableau V.10: Ferraillages des poteaux situation accidentelle (M^{max} ; N^{corr})

V.2.5.Choix des armatures :

Etages	Sections (cm ²)	$A_{s\ cal/face}$ (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	$A_{s\ max}$ (Z.C) (cm ²)	$A_{s\ max}$ (Z.R) (cm ²)	$A_{s\ adopté}$ (cm ²)	
						Le choix	totale
7 ^{ème}	35*35	3,48	11,03	36,02	54,02	8T14	12,32
6 ^{ème}	35*35	4,74	11,03	36,02	54,02	8T14	12,32
5 ^{ème}	40*40	4,04	14,4	36,00	54,00	8T16	16,08
4 ^{ème}	40*40	2,62	14,4	45,56	68,34	8T16	16,08
3 ^{ème}	45*45	3,05	18,23	56,25	84,38	4T20+4T16	20,62
2 ^{ème}	45*45	3,99	18,23	53,78	80,67	4T20+4T16	20,62
1 ^{er}	45*45	3,10	18,23	53,78	80,67	4T20+4T16	20,62
RDC	50*50	1,76	22,5	51,84	77,76	8T20	25,13

Tableau V.11 : Choix des Armatures des Poteaux.

V.2.6. Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service :

Les contraintes admissibles sont données par :

➤ **Béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

➤ **Acier :**

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \text{Max}(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$

Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \xi = 0,8\xi$

Avec:

$\eta=1,6$ pour les aciers H.A.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=201,63$ MPa.

a. (N_{max}^{ser} ; M_{cor}^{ser}) :

Niveaux	Section (cm ²)	N ^{max} (kN)	M ^{corr} (kN .m)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	vérif
7 ^{ème}	35*35	143,81	4,66	SEC	21,30	201,63	1,47	15	OK
6 ^{ème}	35*35	288,58	4,81	SEC	36,60	201,63	2,50	15	OK
5 ^{ème}	40*40	434,37	6,39	SEC	40,30	201,63	2,73	15	OK
4 ^{ème}	40*40	579,59	5,25	SEC	50,90	201,63	3,43	15	OK
3 ^{ème}	45*45	728,92	6,32	SEC	48,30	201,63	3,24	15	OK
2 ^{ème}	45*45	879,54	5,47	SEC	57,00	201,63	3,82	15	OK
1 ^{er}	45*45	1034,79	4,68	SEC	66,00	201,63	4,42	15	OK
RDC	50*50	1198,57	2,51	SEC	60,00	201,63	4,01	15	OK

Tableau V.12 : Vérification des Contraintes des Poteaux (N_{max}^{ser} ; M_{cor}^{ser}).

b. ($N^{\text{ser}}_{\text{min}}, M^{\text{ser}}_{\text{cor}}$) :

Niveaux	Section (cm ²)	N^{min} (kN)	M^{corr} (kN .m)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérif
7 ^{ème}	35*35	40,94	22,40	SPC	82,10	201,63	3,24	15	OK
6 ^{ème}	35*35	98,61	14,05	SEC	31,10	201,63	2,28	15	OK
5 ^{ème}	40*40	156,85	19,37	SEC	30,50	201,63	2,17	15	OK
4 ^{ème}	40*40	218,21	14,92	SEC	30,60	201,63	2,14	15	OK
3 ^{ème}	45*45	278,27	17,64	SEC	27,40	201,63	1,89	15	OK
2 ^{ème}	45*45	266,35	8,45	SEC	21,30	201,63	1,45	15	OK
1 ^{er}	45*45	315,63	8,04	SEC	24,00	201,63	1,63	15	OK
RDC	50*50	362,83	7,72	SEC	21,10	201,63	1,43	15	OK

Tableau V.13 : Vérification des Contraintes des Poteaux ($N^{\text{ser}}_{\text{min}}, M^{\text{ser}}_{\text{cor}}$)

c. ($N^{\text{ser}}_{\text{cor}} ; M^{\text{ser}}_{\text{max}}$) :

Niv	Section (cm ²)	N^{cor} (kN)	M^{max} (kN .m)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérif
7 ^{ème}	35*35	125,45	19,43	SPC	42,40	201,63	3,12	15	OK
6 ^{ème}	35*35	241,63	15,59	SEC	46,10	201,63	3,25	15	OK
5 ^{ème}	40*40	359,10	21,29	SEC	47,50	201,63	3,31	15	OK
4 ^{ème}	40*40	481,09	16,65	SEC	53,10	201,63	3,65	15	OK
3 ^{ème}	45*45	606,90	19,12	SEC	48,30	201,63	3,30	15	OK
2 ^{ème}	45*45	740,07	13,50	SEC	53,20	201,63	3,60	15	OK
1 ^{er}	45*45	882,09	8,91	SEC	59,20	201,63	3,98	15	OK
RDC	50*50	1033,75	4,96	SEC	52,9	201,63	3,54	15	OK

Tableau V.14 : Vérification des Contraintes des Poteaux ($N^{\text{ser}}_{\text{cor}} ; M^{\text{ser}}_{\text{max}}$)

V.2.7. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**V.2.7.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

*** Selon le [1] :**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13 f_{c28}, 5 \text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}, 4 \text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

*** Selon le [4] :**

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$ si l'élançement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l'élançement $\lambda < 5$

Avec :

$$\lambda: \text{L'élançement du poteau} \left(\lambda = \frac{L_f}{i} \right)$$

$$L_f = 0,7 h.$$

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	τ _u RPA (MPa)	τ _u BAEL (MPa)	Vérif
7 ^{ème}	35*35	24,19	0,20	22,17	0,075	1,87	2,50	Ok
6 ^{ème}	35*35	17,14	0,14	22,17	0,075	1,87	2,50	Ok
5 ^{ème}	40*40	23,86	0,15	19,4	0,075	1,87	2,50	Ok
4 ^{ème}	40*40	19,05	0,12	19,4	0,075	1,87	2,50	Ok
3 ^{ème}	45*45	23,30	0,11	17,24	0,075	1,87	2,50	Ok
2 ^{ème}	45*45	19,56	0,10	17,24	0,075	1,87	2,50	Ok
1 ^{er}	45*45	12,65	0,06	17,24	0,075	1,87	2,50	Ok
RDC	50*50	11,92	0,05	15,52	0,075	1,87	2,50	Ok

Tableau V.15 : Vérification de la Contrainte de Cisaillement des Poteaux

V.2.8.Ferrailage transversale des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du [1] et celles du [4] ; elles sont données comme suit :

* Selon le [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

Ø_t : Diamètre des armatures transversales.

Ø_l : Diamètre des armatures longitudinales.

* Selon le [4] :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l \right) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g : \text{L'élanement géométrique du poteau} \left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 400 \text{ MPa}$ (FeE40).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Etage	Section (cm ²)	Barres	ϕ_l (mm)	S_t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
7 ^{ème}	35*35	8T14	14	10	14
6 ^{ème}	35*35	8T14	14	10	14
5 ^{ème}	40*40	8T16	16	10	16
4 ^{ème}	40*40	8T16	16	10	16
3 ^{ème}	45*45	4T20+4T16	20	10	20
2 ^{ème}	45*45	4T20+4T16	20	10	20
1 ^{er}	45*45	4T20+4T16	20	10	20
RDC	50*50	8T20	20	10	20

Tableau V.16 : Espacements Maximums des poteaux selon [4].

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
7 ^{ème}	35*35	2.24	6,4	2,5	24,19	N	10	0,47	4T8	2,01
						C	16	0,75	4T8	2,01
6 ^{ème}	35*35	2.24	6,4	2,5	17,14	N	10	0,33	4T8	2,01
						C	16	0,54	4T8	2,01
5 ^{ème}	40*40	2.24	5,6	2,5	23,86	N	10	0,47	4T8	2,01
						C	20	0,93	4T8	2,01
4 ^{ème}	40*40	2.24	5,6	2,5	19,05	N	10	0,37	4T8	2,01
						C	20	0,74	4T8	2,01
3 ^{ème}	45*45	2.24	4,98	3,75	23,30	N	10	0,68	4T8	2,01
						C	20	1,36	4T8	2,01
2 ^{ème}	45*45	2.24	4,98	3,75	19,56	N	10	0,57	4T8	2,01
						C	20	1,15	4T8	2,01
1 ^{er}	45*45	2.24	4,98	3,75	12,65	N	10	0,37	4T8	2,01
						C	20	0,74	4T8	2,01
RDC	50*50	2,24	4,48	3,75	11,92	N	10	0,35	4T8	2,01
						C	20	0,70	4T8	2,01

Tableau V.17 : Choix des Armatures Transversales des Poteaux.

-Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_l$ en zone III.

Pour :

T20.....L_r=100 cm.

T16.....L_r=80 cm.

T14.....L_r=70 cm.

V.2.9. Ferrailage des Poteaux du Sous-Sol :

Les poteaux du sous sol sont calculés à la compression simple, le ferrailage est donné par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

B_r : Section réduite du poteau considéré ($B_r = (a-2)(b-2)$) cm²

α : Coefficient dépendant de l'élançement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6 (50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considéré.

B : Section du poteau ($B=a \times b$).

N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous sol.

La longueur de flambement $L_f=0,7l_0$.

a. Calcul de l'effort normal pondéré :

***sous-sol 1 :**

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est de: $N_{u(RDC)}= 1646,346\text{KN}$

Plancher RDC :..... 16,56x 6,63=104,70KN

Poids de la poutre poreuse... 0,45x0,3x4,14x25 = 13,97 KN

Poids de la poutre non poreuse 0,4x0,25x4x25 =10 KN

Poids du poteau(2,55-0,45)x(0,5)² x25 =13,13 KN

G = 141,80kN

***sous-sol 2 :**

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est de: $N_{u(RDC)}= 1646,346\text{KN}$

Plancher RDC :..... 16,56x 6,63=104,70KN

Poids de la poutre poreuse... 0,45x0,3x4,14x25 = 13,97 KN

Poids de la poutre non poreuse 0,4x0,25x4x25 =10 KN

Poids du poteau(2,55-0,45)x(0,5)² x25 =13,13 KN

G = 141,80 kN

***sous-sol 3 :**

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est de: $N_{u(RDC)}= 1646,346\text{KN}$

Plancher RDC :..... 16,56x 6,63=104,70KN

Poids de la poutre poreuse... 0,45x0,3x4,14x25 = 13,97 KN

Poids de la poutre non poreuse 0,4x0,25x4x25 =10 KN

Poids du poteau(3,20-0,45)x(0,5)² x25 =17,19 kN

G = 145,86 kN

➤ **Surcharge d'exploitation :**

$Q = 2,5 \times 16,56 = 41,40\text{kN}$

$N_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 253,53\text{kN}$

$N_{u2} = 1,35G + 1,5Q = 253,53\text{kN}$

$N_{u3} = 1,35G + 1,5Q = 259,01 \text{ kN}$

➤ Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous sol :

$N_u(\text{SOUS SOL 1}) = N_u(\text{RDC}) + N_{u1} = 1899,88 \text{ kN}$

$N_u(\text{SOUS SOL 2}) = N_u(\text{SS1}) + N_{u2} = 2153,41 \text{ kN}$

$N_u(\text{SOUS SOL 3}) = N_u(\text{SS2}) + N_{u3} = 2412,42 \text{ kN}$

b. Calcul du ferraillage :

$i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 14,43\text{cm}$

$\lambda = \frac{0,7 \times 3,2 \cdot 10^2}{14,43} = 15,52 < 50$

$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,82$

$Br = (55 - 2)^2 = 2809\text{cm}^2$

D'où :

$A_s \geq \left(\frac{2412,42 \cdot 10^3}{0,82} - \frac{2809 \cdot 10^2}{0,9} \times \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400} = -64,97\text{cm}^2 \Rightarrow A_s < 0$

$A_s^{\min} = 0,9 \times B \text{ selon RPA99 version 2003} \longrightarrow A_s = A_s^{\min} = 27,22\text{cm}^2$

• **Conclusion :**

Type du poteau	section	Chois	$A_s^{\text{adopté}}$
	cm2		cm2
poteau de S.S.1	55*55	4T20 +8T16	28,66
poteau de S.S.2	55*55	4T20 +8T16	28,66
poteau de S.S.3	55*55	4T20 +8T16	28,66

Tableau V.18 : Ferraillage des Poteaux du Sous Sol.

Le calcul en compression simple des poteaux du sous sol à donné une section inférieur à celle exigée par le [4], par conséquent on retient pour le ferrailage de ces poteaux les mêmes sections d'armature des poteaux du RDC, soit :

c. Vérification à l'ELS :

$$N_{ser1}=G+Q=183,20\text{KN.}$$

$$N_{ser2}= N_{ser1}+ G+Q=183,20+183,20 =366,40\text{KN.}$$

$$N_{ser3}= N_{ser2}+ G+Q=366,40+187,26=553,66\text{KN}$$

D'où :

$$N_{ser(ss)}= N_{ser(RDC)}+N_{ser3}$$

$$N_{ser(ss)}= 1198,568+553,66=1752,23 \text{ KN.}$$

Section (cm ²)	N _{ser} (KN)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
55*55	1752,23	61,8	201,63	4,12	15	Ok

Tableau V.19 : Vérification des contraintes des poteaux de l'infrastructure

➤ **Détermination des armatures transversales :**

Pour les poteaux l'infrastructure ; A_t=4T8=2,01cm²

Espacement en zone nodale :St=10cm.

Espacement en zone courante :St=20cm.

➤ Schéma de ferrailage des poteau :

	$A*B = 35*35$		$A*B = 40*40$
6 ^{ème} et 7 ^{ème}		5 ^{ème} et 4 ^{ème}	
	$A*B = 45*45$		$A*B = 50*50$
1 ^{er} et 2 ^{ème} 3 ^{ème}		RDC	
	$A*B = 55*55$		
Sous-sol			

Tableau V.20: Schéma de Ferrailage des poteaux

V.3. FERRAILAGE DES POUTRES :

V.3.1. Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur.

V.3.2 . Les Combinaisons de Charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

Combinaisons exigées par le [2]:

E.L.U: 1.35 G + 1.5 Q

E.L.S: G + Q

Combinaisons exigées par le [4]:

0.8 G ± E

G + Q ± E

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique.

V.3.3. Recommandations des règlements :

Selon [4] Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donné par:

- $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\%$ au niveau de la zone courante.
- $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\%$ au niveau de la zone de recouvrement.

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (zone III).
- Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.
- La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par: $A_t = 0.003 St . L$

L: longueur de la poutre.

S_t : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par:

$$S_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4}; 12 \varphi \right] \text{ (zone nodale).}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ (zone courante).}$$

h: hauteur de la poutre.

φ : Le plus grand diamètre d'acier.

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes:

• **Situation durable:**

Béton: $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14,2$ MPa.

Acier: $\gamma_s = 1,15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

Situation accidentelle:

Béton: $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18,48$ MPa.

Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

V.3.4. Calcul du ferrailage :

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel SAP 2000.

On dispose de 3 types de poutres :

Poutre porteuse 30x45 (cm²)

Poutre non porteuse 25x40(cm²)

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (SOCOTEC) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

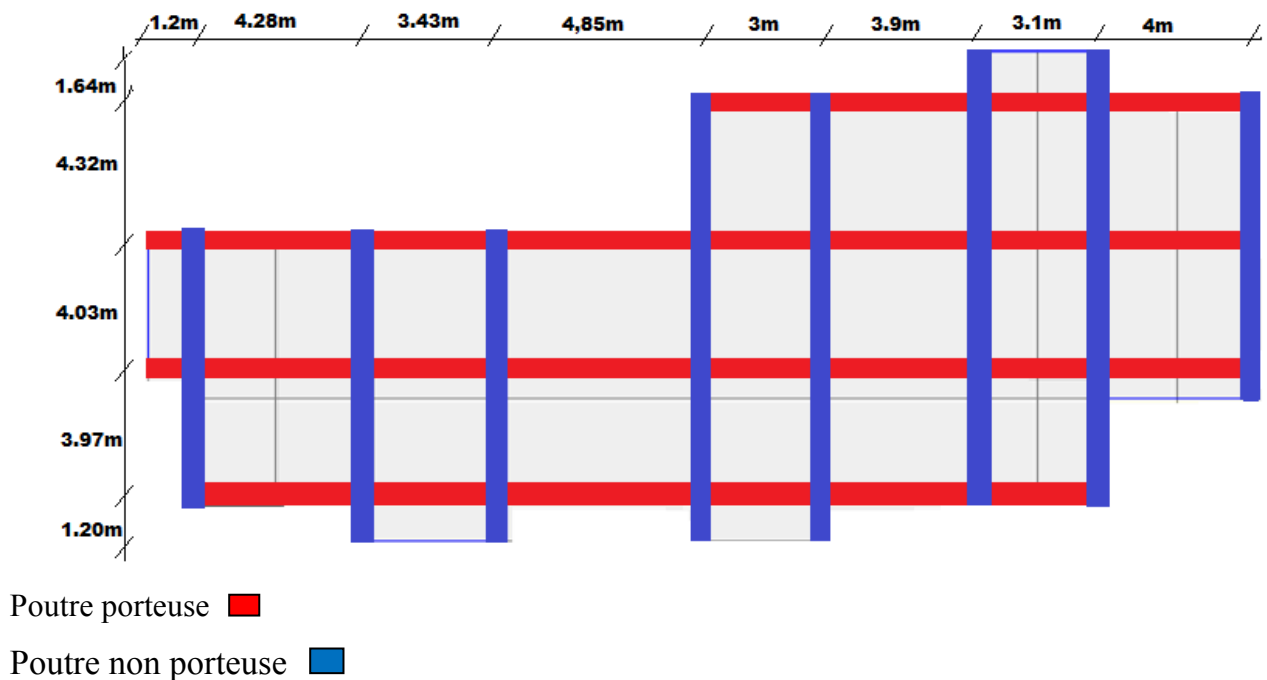


Figure V.1 : Disposition des Poutres.

1. Poutre porteuse (30x 45) :

a. Situation durable : 1,35G+1,5Q

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _{s sup} (cm ²)	A _{s inf} (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
Terrasse	30*45	Travée	28,36	0	3,00	6,75
		Appuis	-38,00	4,07	0	6,75
Etages courants	30*45	Travée	35,53	0	3,79	6,75
		Appuis	-43,35	4,67	0	6,75

Tableau V.21: Ferrailage des poutres porteuses.

b. Situation accidentelle : G+Q+E

Poutres du planche	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _{s sup} (cm ²)	A _{s inf} (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
Terrasse	30*45	Travée	63,35	0	6,99	6,75
		Appuis	-83,25	9,22	0	6,75
Etages courants	30*45	Travée	110,42	0	13,04	6,75
		Appuis	-129,44	15,79	0	6,75

Tableau V.22 : Ferrailage des poutres porteuses.

c. Situation accidentelle : 0,8G+E

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _{s sup} (cm ²)	A _{s inf} (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
Terrasse	30*45	Travée	17,21	0	1,8	6,75
		Appuis	-23,00	2,42	0	6,75
Etages courants	30*45	Travée	20,96	0	2,2	6,75
		Appuis	-26,26	2,77	0	6,75

Tableau V.23 : Ferrailage des poutres porteuses.

➤ **Choix des armatures :**

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	A_s^{max} (Z.C)(cm ²)	A_s^{max} (Z.R)(cm ²)	A_{sRPA}^{min} cm ²	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
Terrasse	30*45	Travée	66,00	99,00	6,75	6,99	3T20	9,42
		Appuis				9,22	3T20	9,42
Etages courants	30*45	Travée	66,00	99,00	6,75	13,04	6T20	18,85
		Appuis				15,79	6T20	18,85

Tableau V.24 : Choix des armatures pour les poutres porteuses.

2. Poutre non porteuse (25x 40)

a. Situation durable (1,35G+1,5Q) :

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M^{max} (kNm)	$A_{s\ sup}$ (cm ²)	$A_{s\ inf}$ (cm ²)	A_{sRPA}^{min} (cm ²)
Terrasse	25x40	travée	35,21	0	3,76	6,75
		appuis	-60,00	6,6	0	6,75
Etages courants	25x40	travée	37,70	0	4,03	6,75
		appuis	-62,78	6,93	0	6,75

Tableau V.25: Ferrailage des poutres non porteuses (1,35G+1,5Q).

b. Situation accidentelle (G+Q+E) :

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M^{max} (kNm)	$A_{s\ sup}$ (cm ²)	$A_{s\ inf}$ (cm ²)	A_{sRPA}^{min} (cm ²)
Terrasse	25x40	Travée	33,04	0	3,52	6,75
		appuis	-74,66	8,37	0	6,75
Etages courants	25x40	Travée	32,19	0	3,42	6,75
		Appuis	-81,34	9,2	0	6,75

Tableau V.26 : Ferrailage des poutres non porteuses(G+Q+E).

C . Situation accidentelle (0,8G+E) :

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
Terrasse	25x40	travée	21,22	0	2,23	6,75
		appuis	-36,19	3,87	0	6,75
Etages courants	25x40	travée	22,97	0	2,42	6,75
		appuis	-38,17	4,09	0	6,75

Tableau V.27: Ferrailage des poutres non porteuses (0,8G+E) .

➤ **Choix des armateurs :**

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (Z.C)cm ²	A _s ^{max} (Z.R)(cm ²)	A _{sRPA} ^{min} cm ²	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Terrasse	25x40	Travée	40,00	60	6,75	3,76	3T20	9,42
		Appuis				8,37	3T20	9,42
Etages courants	25x40	Travée	40,00	60	6,75	4,03	3T20	9,42
		Appuis				9,20	3T20	9,42

Tableau V.28 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses.

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Section (cm ²)	A _{s(choisi)} ^(min) (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
PP (30*45)	9,42	1,47	Vérifiée
PNP (25x40)	9,42	1,09	Vérifiée

Tableau V.29 : Vérification de la condition de non fragilité.

V.3.5. Vérification des contraintes à l'ELS :

La vérification des contraintes à l'ELS se fait comme suite :

Béton :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_b$$

Acier :

Fibre supérieure : $\sigma_s^{sup} = \frac{M_{ser}}{I} (y - c') \leq \bar{\sigma}_s$

Fibre inférieure : $\sigma_s^{inf} = \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$

Avec : Y: position de l'axe neutre déterminée par: $\frac{b}{2} y^2 + n A's (y - c') - n, A_s (d - y) = 0$

I: Moment d'inertie: $I = \frac{b}{2} y^3 + n A's (y - c')^2 + n .A_s (d - y)^2$

A_s : Section d'armatures tendues

A's : Section d'armatures comprimées

n : Coefficient d'équivalence égale à 15

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (La fissuration est considérée préjudiciable).

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta} f_{tj}) \right)$$

$\eta = 1,6$ (barre H.A) $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$

Les étapes de calcul des armatures longitudinales à l'ELS sont présentées par l'organigramme de la flexion simple à l'ELS (voir annexe I)

Les résultats des vérifications sont présentés dans les tableaux ci-après :

a)-Sens porteuse(30 x 45) :

Poutres du plancher	position	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
Terrasse	travée	55,97	5,6	4,79	15	188,9	201,63	Vérifiée
	appuis	-102,48	8,6	8,15		200,4		Vérifiée
Etages courants	travée	52,09	5,2	3,99	15	175,80	201,63	Vérifiée
	appuis	-100,30	8,4	7,03		196,1		Vérifiée

Tableau V.30: Vérification des poutres porteuses à l'ELS

b)-Poutre non porteuse (25x 40) :

Poutres du plancher	position	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
Terrasse	travée	55,12	8,01	5,72	15	190,00	201,63	Vérifiée
	appuis	-40,79	8,01	4,38		140,8		Vérifiée
Etages courants	travée	51,69	8,01	5,63	15	178,6	201,63	Vérifiée
	appuis	-57,55	10,65	5,93		151,8		Vérifiée

Tableau V.31 : Vérification des poutres non porteuses à l'ELS.

V.3.6 Vérification de l'effort tranchant :

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \text{ (Fissuration préjudiciable).}$$

Poutres du plancher	Section (cm ²)	T_u^{\max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifiée
Terrasse	PP (30*45)	119,80	0,99	2,5	OK
	PNP (25*40)	49,14	0,40	2,5	OK
Etages courants	PP (30*45)	113,69	0,93	2,5	OK
	PNP (25*40)	48,36	0,40	2,5	OK

Tableau V.32 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

V.3.7 Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haut adhérence et nuance *FeE400* ($f_e=400\text{ MPa}$).

- Selon [1]:

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

- Selon [4] :

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \quad \dots\dots\dots [4] \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec : $\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$

Section	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{max} (cm ²)	Choix
			S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC		
PP(30*45)	119,80	0,99	36,5	11,25	22,5	10	15	1,35	4T8
PNP(30*45)	49,14	0,40	36,5	11,25	22,5	10	15	1,35	4T8

Tableau V.33: Calcul des armatures transversales.

➤ **Recouvrement des Armatures Longitudinales :**

L_r = 50Ø (zone III) : Longueur de recouvrement [4].

On a :

Ø=16mm L_r=80cm

Ø=14mm L_r=70cm.

Ø=12mm L_r=60cm.

V.3.8 .Arrêt des barres :

$$\begin{array}{l}
 \text{Armatures inférieures : } h \leq \frac{L}{10} \\
 \text{Armatures supérieures : } h' \geq
 \end{array}
 \left\{ \begin{array}{l}
 \frac{L^{MAX}}{4} \quad \text{Appuis en travée de rive.} \\
 \frac{L^{MAX}}{5} \quad \text{Appuis en travée intermédiaire.}
 \end{array} \right.$$

Avec : $L = \text{Max} (L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$

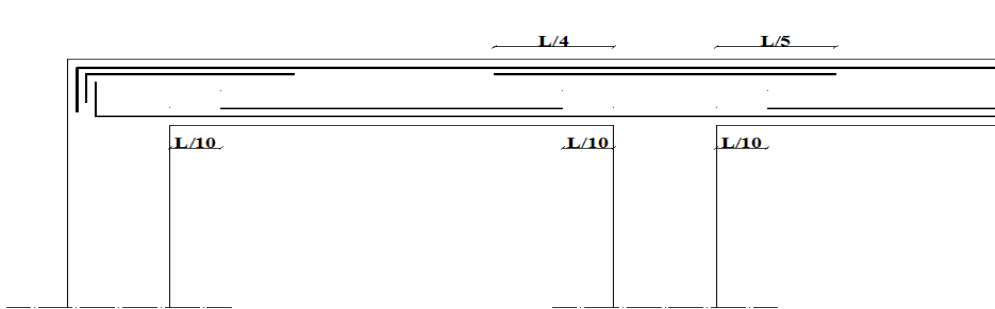


Figure V.2 : Arrêt des barres.

V.3.9 Vérification de la flèche selon [1]:

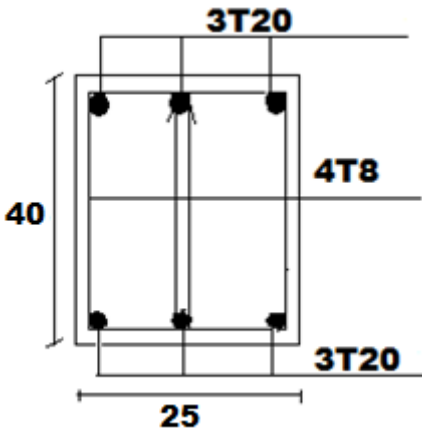
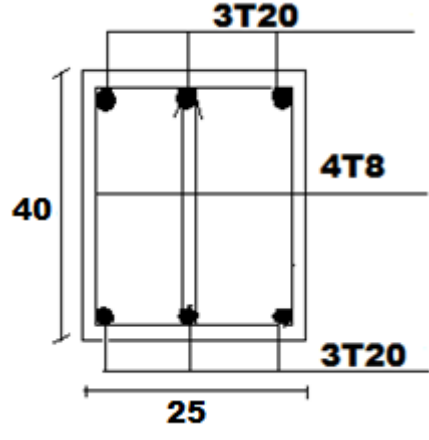
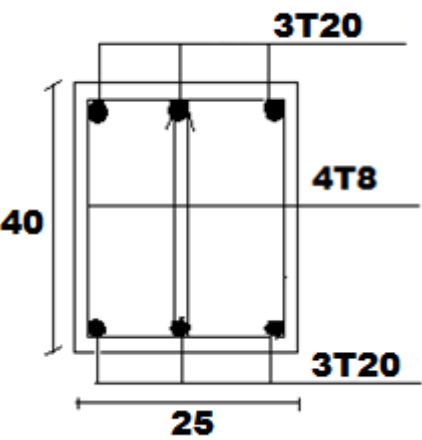
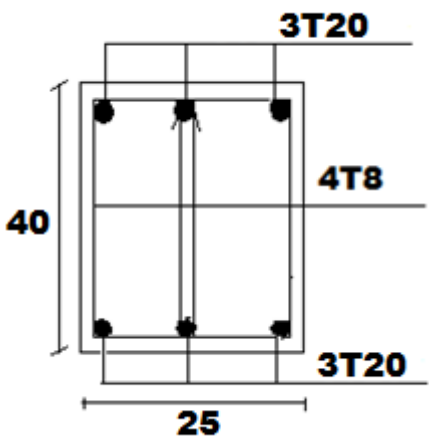
On doit vérifier que : $f_{\max} \leq \bar{f}$ Avec :
$$\bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{si } L > 5 m \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5 m \end{cases}$$

Remarque :

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel *SOCOTEC*.

Niveaux	Section (cm ²)	F (mm)	f ^{add} (mm)	Observation
7 ^{ème} -RDC	PP (30*45)	0,36	9,9	Vérifier
	PNP (25*40)	2,7	9,9	Vérifier

Tableau V.34 : Vérification de la Flèche des Poutres.

TRAVEE		APPUIS
		
<p>Poutres non porteuses terrasse [25x40]</p>		
		
<p>Poutres non porteuses étage courant [25x40]</p>		

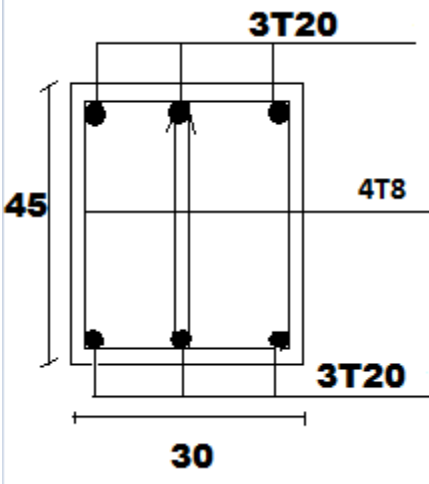
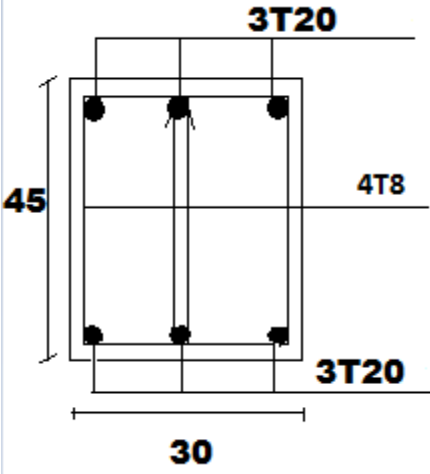
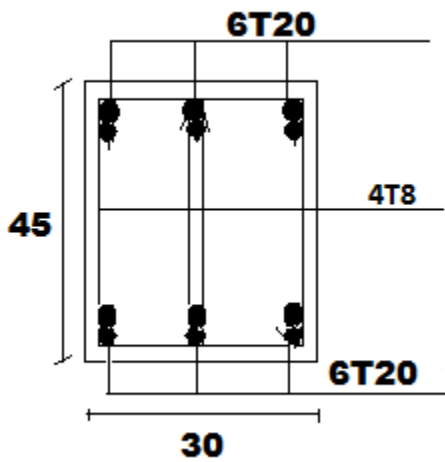
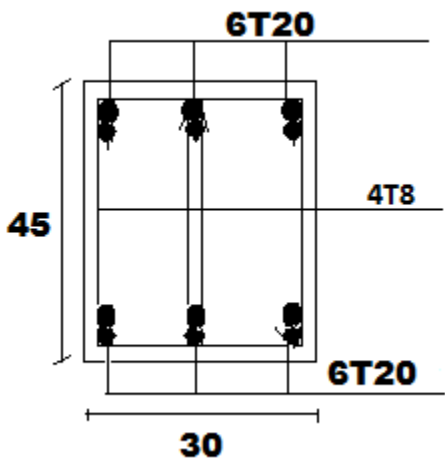
TRAVEE		APPUIS
		
Poutres porteuses terrasse [30x45]		
		
Poutres porteuses étage courant [30x45]		

Tableau V.35 : Schéma de ferrailage des poutres porteuses et non porteuses (30x45)

V.4.LES VOILES :

V.4.1 Généralités :

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

En maçonnerie non armée ou armée. auxquels on réservera le nom de murs.

En béton armé ou non armé. et appelés voiles.

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé.

Une banche est un outil de coffrage de grande surface.

V.4.2 : Ferrailage des voiles :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La figure ci-après montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

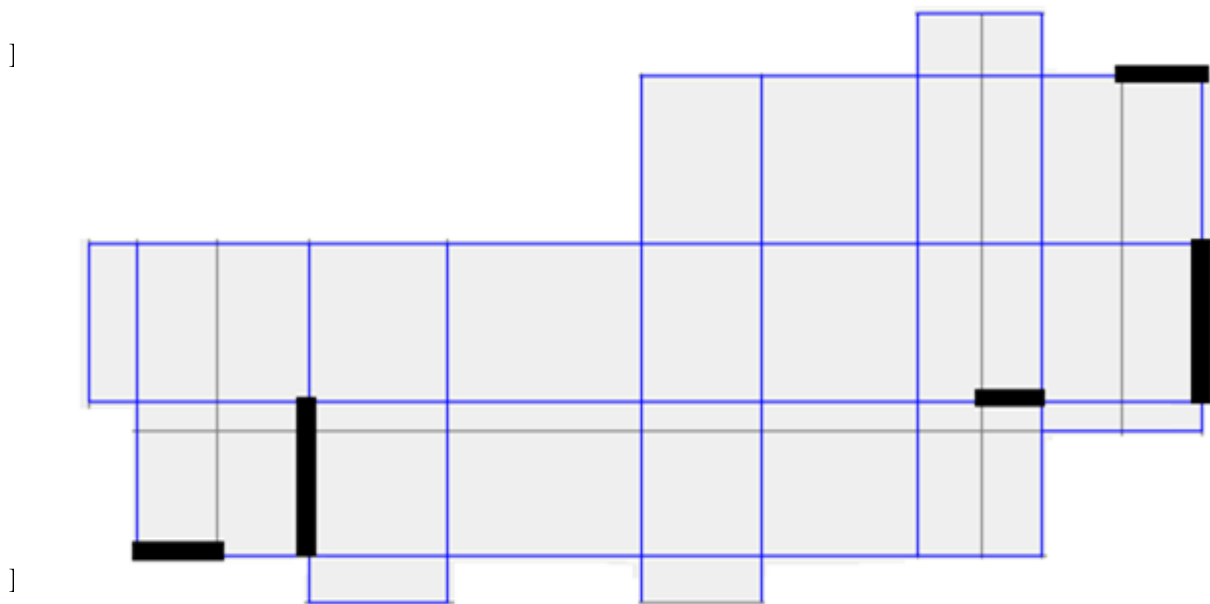


Figure V.3: Disposition des voiles dans la structure.

Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferraillage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{V0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_V)
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué ; à la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

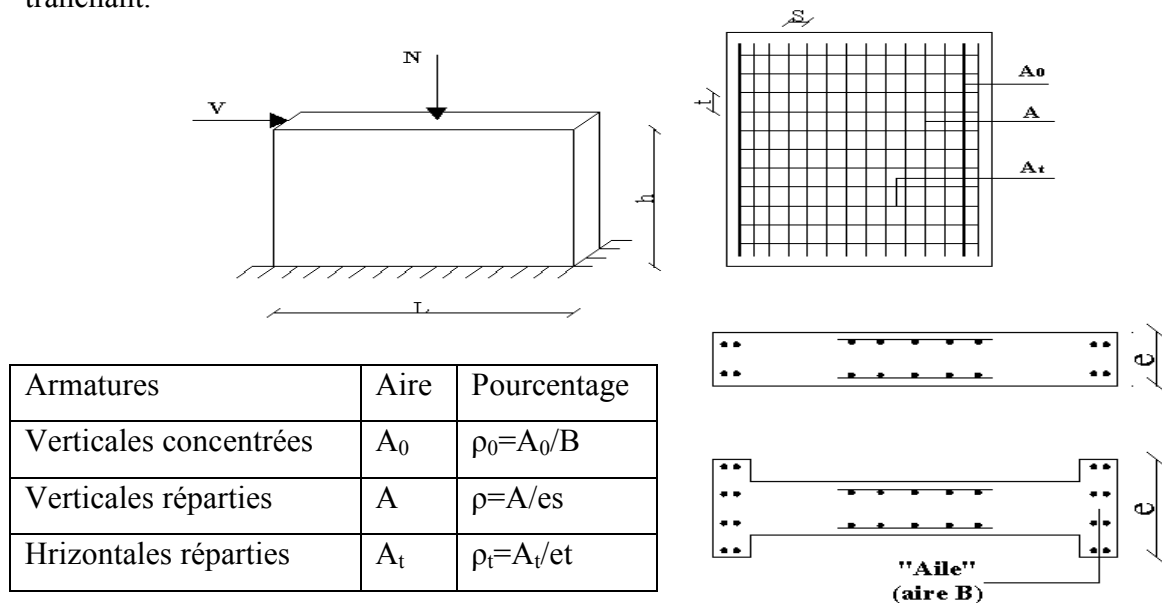


Figure V.4: Schéma d'un voile plein et disposition du ferraillage

V.4.3. Justifications sous sollicitations normales :

a. Conditions d'application:

La longueur d du mur : $d \geq 5a$

L'épaisseur a du mur :

- $a \geq 10\text{cm}$ pour les murs intérieurs.
- $a \geq 12\text{cm}$ pour les murs extérieurs comportant une protection.

- $a \geq 15\text{cm}$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élancement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité h : $h \geq 3a$

b. Longueur de flambement: (murs non raidi latéralement)

Soit :

l : la hauteur libre du mur;

l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

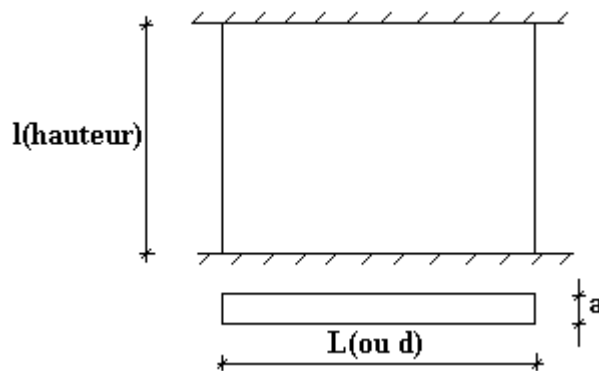


Figure V.5:schéma d'un mur non raidi

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f est déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher.

Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encasté en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

Tableau V.36:Valeurs de (L_f/L)

L'élancement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

c. Effort de compression en ELU :

Soient :

l_f : longueur de flambement calculée en (b)

a : épaisseur du voile

d : longueur du voile

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours

f_e : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$)

$\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$)

Note:

Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours.

	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	m ²	d (a-0,02)	
Pour $\lambda \leq 50$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$
Pour $50 \leq \lambda \leq 80$			$0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$	
Effort limite ELU	$N_{u \text{ lim}}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$
Contraintes limites	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$

Tableau V.37: Calcul de $\sigma_{u \text{ lim}}$

Remarque:

La contrainte limite vaut $\sigma_{u\lim} = \frac{N_{u\lim}}{a d}$ que nous appelions σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

Si la contrainte moyenne de compression dépasse la contrainte de béton armé σ_{ba} , on devra augmenter les dimensions du voile.

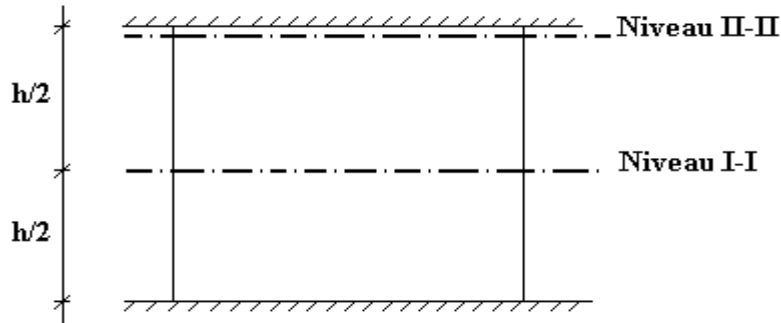
d. Niveaux de vérification :

Figure V.6:schéma d'un voile à deux niveaux différents

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau I-I à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u\lim}$
- Niveau II-II sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\lim}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

e. Aciers minimaux :

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre a

1. Aciers verticaux et horizontaux :

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33 m$
Acier minimal Pourcentage minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$ $\rho_v = \text{Max} \left[0,001 ; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u \text{ lim}}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3} ; 0,001 \right]$ $\rho_{v\text{Max}} = \text{le pourcentage vertical de la bande la plus armée}$

Tableau V.38: Aciers verticaux et horizontaux

La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.

La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

2. Aciers transversaux : (perpendiculaire aux parements)

Seuls les aciers verticaux (de diamètre ϕ_l) pris en compte dans le calcul de $N_{u \text{ lim}}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre ϕ_t)

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12 \text{ mm}$	4 épingles par m^2 de voile	6mm
$12 \text{ mm} < \phi_l \leq 20 \text{ mm}$	Reprendre toutes les barres verticales	6mm
$20 \text{ mm} < \phi_l$	Espacement $\leq 15 \phi_l$	8mm

Tableau V.39 : Aciers transversaux

• **Cisaillement :**

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0,05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$)

• **Méthode simplifiée basée sur les contraintes :(calcul des aciers verticaux)**

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicitées en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées (σ) peuvent être soit des contraintes

de compression ou de traction

1 - Zone comprimée :

Si $\sigma < 0 \rightarrow$ compression

2 - Zone tendue :

Si $\sigma > 0 \rightarrow$ traction

Lorsqu' une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne) σ_m vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)}$$

Avec :

F_T : force de traction.

e : épaisseur du voile.

l_m : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier A_s tel que :

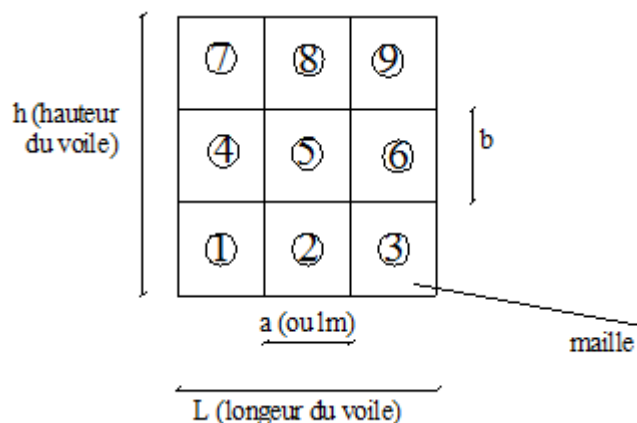
$$A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

Cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments Shell à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci-après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité.



FigureV.7: Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferraillage est calculé par l'équation (1) dans

le cas de la traction.

• **Aciers horizontaux :**

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment défini})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25$$

$\tau_u = S_{12}$ est donnée par le SAP2000 V12.0.0

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2})$$

• **Aciers supplémentaires et dispositions constructives :**

Aciers de peau : pour limiter les effets hygrothermiques

Aciers de peau	Unité	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Section minimale	cm ²	$0,6 \frac{400}{f_e}$	$1,2 \frac{400}{f_e}$
Espacement maximal	M	0.5	0.33

Tableau V.40: Aciers supplémentaires

• **Préconisation du règlement parasismique algérien [4] :**

a. Aciers verticaux :

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.2%.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

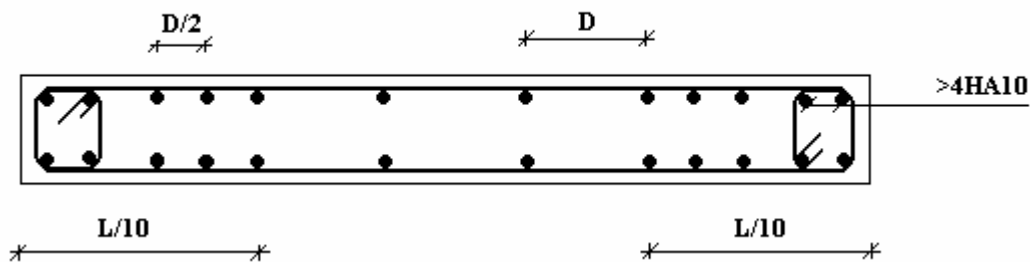


Figure V.8: disposition des armatures verticales dans les voiles.

b. Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c. Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0.15%
 - En zone courante 0.10%
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture

dont la section doit être calculée avec la formule : $A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.4. Modèles étudiés :

- Exemple de calcul (V1) :**

Soit le voile de longueur

$L = 3,97\text{m}$

$a = 0,15\text{ m}$ (épaisseurs)

$h_e = 3,2\text{m}$ (hauteur de RDC)

Le voile est découpé en 5 mailles horizontales de même longueur $L^i = 0,79\text{ m}$ et de section $S_i = L^i \cdot (a)$.

- Contraintes limites :**

Pour une hauteur d'étage de 3,20 d'où la hauteur libre est égale à :

$h_e = 3,20 - 0,45 = 2,75\text{ m}$ (0,45m : hauteur de la poutre)

	Unité	Béton armé
Longueur de flambement l_f	M	$0,8 \times 2,75 = 2,20$
Elancement λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{a} = 50,81$
Coefficient α	/	0,57
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1\text{m}$	m^2	$(a - 0,02) \cdot 1 = (0,15 - 0,02) \cdot 1 = 0,13$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u\text{lim}}}{a \cdot d}$ Avec $d = 1\text{m}$	MPa	$\sigma_{ba} = \frac{0,57}{0,15} \left(\frac{0,13 \times 25}{0,9 \times 1,15} + A_s \frac{400}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 12,13\text{MPa}$

Tableau V.41 : Calcul de σ_{ba} pour l'exemple (V1)

Remarque :

$\sigma_{ba} = 12,13 \text{ MPa}$ correspondant à $A_s = 0,1\%$ de B_{et}

$B_{et} = (0,15) (0,79) = 0,12 \text{ m}^2$

$A_s = 1,20 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$

• **Armatures de traction :**

On pourra décomposer la zone tendue en bande dont la longueur l^i est telle que : $l^i = \frac{L}{2} = 1,98 \text{ m}$

Avec : $L = 3,97 \text{ m}$ (longueurs de voile)

- La contrainte moyenne normale au milieu de chaque maille (à la base de voile) est lue, directement à partir de l'interface graphique ; il s'agit des contraintes S22 que nous avons noté dans la suite σ_j (j : pour le numéro de la maille).

- La lecture des contraintes tangentielles se fera de la même manière (S12 ou τ)

Bande	1	2	3	4	5
La longueur de bande Li (m)	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79
Dimensions (m ²) ($a \cdot l^i$) = S_j	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
Contrainte moyenne par bande σ_j (MPa)	3,84	1,02	-0,56	0,35	2,78
Force de traction F_t (MN) = $\sigma_j S_j$	0,460	0,122	Maille comprimée	0,042	0,334
Section d'acier (cm ²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle $\gamma_s = 1$)	11,50	3,05	/	1,05	8,35
Aciers minimaux (cm ²)					
Selon BAEL: 0,1% $S_{béton}$	1,2	1,2	1,2	2,1	2,1
Selon RPA99: 0,2 % $S_{béton}$	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4
τ (MPa)	1,41	1,76	1,74	1,80	1,45

Acier de couture Avj (cm²)	6,43	8,03	7,93	8,21	6,61
Choix	2x6T12	2x6T14	/	2x6T14	2x6T12
<i>A_{vadopté}</i> <i>(cm²)</i>	13,52	18,84	/	18,84	13,52
S_i : espacement (cm)	13,17	13,16	/	13,16	13,16
S ≤ (1.5 a, 30cm) S ≤ 30 cm	Vérifié	Vérifié	/	Vérifié	Vérifié

Tableau .V.42: Calcul des armatures verticales de l'exemple (V1)

Note : Les valeurs des contraintes dans les voiles sont lues à partir du fichier *SAP 2000*.

Selon les combinaisons de charge la plus défavorable des contraintes tangentielles.

- **Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) : [4] :**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4 V_u^{cal} \quad ; \quad V_u^{cal} = S_{12} \cdot a \cdot l$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,41 (150)(790)}{400} 1,4 \cdot 10^{-2} = 6,43 \text{ cm}^2$$

Cette quantité d'acier sera ajoutée le long des joints de reprise de coulage.

- **Aciers horizontaux :**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$S_{t \min} = 1,5 \times 0,15 = 0,225 \text{ mm}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (1,41) (150) (225)}{(0,8) (400) (0,8)} = 2,60 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v \quad ; \quad A_v = \{ \text{section d'acier vertical de la bande la plus armé} \}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (13,52) = 9,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \min} = (0,15\%) \cdot a \cdot l = \frac{0,15}{100} (15)(79) = 1,78 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 9,01 \text{ cm}^2$$

Soit : $2 \times 3T14 = 9,24 \text{ cm}^2$

Avec : $S_t = \frac{70}{3} = 23 \text{ cm} < S_{t \text{ min}} = 30 \text{ cm}$ vérifiée.

V.4.5. Présentation des résultats le reste des voiles du bâtiment étudié :

Note :

- Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la combinaison de charge 0,8G + E

- Dans ce qui suit on a :

e : désigne l'épaisseur du voile

l_i : la longueur de chaque maille

$\sigma_{\text{moy}} = S_{22}$ (lu au milieu de la maille), $S_i = l_i * e$

Tel que : Si $\sigma < 0 \rightarrow$ compression (ferraillage avec le min de rpa)

Si $\sigma > 0 \rightarrow$ traction

1- Armatures verticales de traction :

Voile V1 : e = 15 cm ; $l_m = 0,79 \text{ m}$; $L_{\text{voile}} = 3,97 \text{ m}$.

Les résultats de ferraillage des voiles sont regroupés dans les tableaux suivants :

- **Aciers verticaux :**

Hauteur (m)	Maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	Le choix	$A_{\text{vadopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC - 1 ^{ème}	1	0,79	0,12	3,84	0,460	11,50	2x4T14	12,32	12
	2	0,79	0,12	1,02	0,122	3,05	2x2T10	3,14	25
	3	0,79	0,12	-0,56	/	/	/	/	/
	4	0,79	0,12	0,35	0,042	1,05	2x2T10	3,14	25
	5	0,79	0,12	2,78	0,334	8,35	2x6T14	9,42	25
2 ^{ème} - 4 ^{ème}	1	0,79	0,12	1,18	0,142	3,55	2x2T12	4,52	25
	2	0,79	0,12	0,26	0,031	0,77	2x1T10	1,58	25
	3	0,79	0,12	-0,94	/	/	/	/	/
	4	0,79	0,12	-0,64	/	/	/	/	/
	5	0,79	0,12	1,12	0,134	3,35	2x2T12	4,52	25
5 ^{ème} - 7 ^{ème}	1	0,79	0,12	0,91	0,109	2,73	2x2T10	3,14	25
	2	0,79	0,12	-0,13	/	/	/	/	/
	3	0,79	0,12	-0,59	/	/	/	/	/
	4	0,79	0,12	-0,43	/	/	/	/	/
	5	0,79	0,12	0,41	0,049	1,23	2x2T10	3,14	25

Tableau V.43 : Calcul des armatures du voile (V1)

Voile V2 : $e = 15 \text{ cm}$; $l_m = 0,81\text{m}$; $l_{\text{voile}} = 4,03\text{m}$;

Hauteur (m)	Maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	Le choix	$A_{\text{sadopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC - 1 ^{ème}	1	0,81	0,12	2,85	0,342	0,81	2x2T10	3,14	25
	2	0,81	0,12	1,09	0,130	3,25	2x2T12	4,52	25
	3	0,81	0,12	1,19	0,143	3,58	2x2T12	4,52	25
	4	0,81	0,12	0,79	0,09	2,25	2x2T10	3,14	25
	5	0,81	0,12	2,60	0,312	7,8	2X5T10	7,87	10
2 ^{ème} - 4 ^{ème}	1	0,81	0,12	1,60	0,192	4,80	2x4T10	6,28	12
	2	0,81	0,12	0,33	0,039	0,97	2x2T10	3,14	25
	3	0,81	0,12	-0,31	/	/	/	/	/
	4	0,81	0,12	-0,18	/	/	/	/	/
	5	0,81	0,12	1,15	0,138	3,45	2x2T12	4,52	25
5 ^{ème} - 7 ^{ème}	1	0,81	0,12	0,68	0,082	2,05	2x2T10	3,14	25
	2	0,81	0,12	0,11	0,013	0,33	2x2T10	3,14	25
	3	0,81	0,12	-0,34	/	/	/	/	/
	4	0,81	0,12	-0,29	/	/	/	/	/
	5	0,81	0,12	0,45	0,054	1,35	2x2T10	3,14	25

Tableau V.44: Calcul des armatures du voile (V2)

Voile V3 : $e = 15 \text{ cm}$; $l_m = 0,67\text{m}$; $l_{\text{voile}} = 2,0\text{m}$.

Hauteur (m)	Maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	Le choix	$A_{\text{sadopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC - 1 ^{ème}	1	0,68	0,1005	1,90	0,191	4,78	2x4T10	6,28	12
	2	0,68	0,1005	1,53	0,154	3,85	2x4T10	6,28	12
	3	0,68	0,1005	6,08	0,611	15,28	2x10T14	15,39	12
2 ^{ème} - 4 ^{ème}	1	0,68	0,1005	0,51	0,051	1,27	2x2T10	3,14	25
	2	0,68	0,1005	0,48	0,048	1,20	2x2T10	3,14	25
	3	0,68	0,1005	1,14	0,114	2,85	2x2T10	3,14	25
5 ^{ème} - 7 ^{ème}	1	0,68	0,1005	0,52	0,052	1,30	2x2T10	3,14	25
	2	0,68	0,1005	0,44	0,044	1,10	2x2T10	3,14	25
	3	0,68	0,1005	1,30	0,131	3,27	2X4T10	6,28	12

Tableau V.45: Calcul des armatures du voile (V3)

Voile V4 : $e = 15 \text{ cm}$; $l_m = 0,50\text{m}$; $l_{\text{voile}} = 1,50\text{m}$.

Hauteur (m)	Maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	Le choix	$A_{\text{sadopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC - 1^{ème}	1	0,50	0,075	3,65	0,273	6,83	2X5T10	7,87	10
	2	0,50	0,075	-0,65	/	/	/	/	/
	3	0,50	0,075	-0,15	/	/	/	/	/
2^{ème} - 4^{ème}	1	0,50	0,075	0,10	0,0075	0,87	2X2T10	3,14	25
	2	0,50	0,075	-1,20	/	/	/	/	/
	3	0,50	0,075	-0,95	/	/	/	/	/
5^{ème} - 7^{ème}	1	0,50	0,075	0,67	0,050	1,25	2X2T10	3,14	25
	2	0,50	0,075	0,37	0,028	0,70	2X2T10	3,14	25
	3	0,50	0,075	0,30	0,023	0,57	2X2T10	3,14	25

Tableau V.46 : Calcul des armatures du voile (V4).

2- Armature de joint de bétonnage (acier de couture) :

Voile V1 :

Hauteur (m)	Maille	τ_u (MPa)	$A_{v \text{ cal}}$ (cm ²)	Le choix	A_v adopté (cm ²)
RDC - 1^{ème}	1	1,41	6,43	2X5T10	7,87
	2	1,76	8,03	2x4T12	9,04
	3	1,74	7,94	2x4T12	9,04
	4	1,80	8,21	2x4T12	9,04
	5	1,45	6,62	2X5T10	7,87
2^{ème} - 4^{ème}	1	0,98	4,47	2X4T10	6,28
	2	1,29	5,88	2X4T10	6,28
	3	1,35	6,16	2X4T10	6,28
	4	1,38	6,30	2X5T10	7,87
	5	1,24	5,66	2X4T10	6,28
5^{ème} - 7^{ème}	1	0,54	2,46	2x2T12	4,52
	2	0,61	2,78	2x2T12	4,52
	3	0,63	2,87	2x2T12	4,52
	4	0,66	3,01	2x2T12	4,52
	5	0,70	3,19	2x2T12	4,52

Tableau V.47 : Calcul des aciers de coutures du voile (V1)

Voile V2 :

Hauteur (m)	maille	τ_u (MPa)	$A_{v \text{ cal}}$ (cm ²)	Le choix	A_v adopté (cm ²)
RDC - 1^{ème}	1	1,08	0,75	2X2T10	3,14
	2	1,23	0,85	2X2T10	3,14
	3	1,22	0,84	2X2T10	3,14
	4	1,27	0,88	2X2T10	3,14
	5	1,033	0,72	2X2T10	3,14
2^{ème} - 4^{ème}	1	1,60	1,11	2X2T10	3,14
	2	0,33	0,23	2X2T10	3,14
	3	-0,31	/	/	/
	4	-0,18	/	/	/
	5	1,15	0,80	2X2T10	3,14
5^{ème} - 7^{ème}	1	0,68	0,47	2X2T10	3,14
	2	0,11	0,07	2X2T10	3,14
	3	-0,34	/	/	/
	4	-0,29	/	/	/
	5	0,45	0,21	2X2T10	3,14

Tableau V.48: Calcul des aciers de coutures du voile (V2)**Voile V3 :**

Hauteur (m)	maille	τ_u (MPa)	$A_{v \text{ cal}}$ (cm ²)	Le choix	A_v adopté (cm ²)
RDC - 1^{ème}	1	1,50	0,87	2X2T10	3,14
	2	1,42	0,82	2X2T10	3,14
	3	1,08	0,63	2X2T10	3,14
2^{ème} - 4^{ème}	1	0,59	0,34	2X2T10	3,14
	2	0,75	0,44	2X2T10	3,14
	3	1,25	0,73	2X2T10	3,14
5^{ème} - 7^{ème}	1	0,40	0,23	2X2T10	3,14
	2	0,48	0,28	2X2T10	3,14
	3	1,07	0,62	2X2T10	3,14

Tableau V.49 : Calcul des aciers de coutures du voile (V3)

Voile V4 :

Hauteur (m)	maille	τ_u (MPa)	$A_{v\text{ cal}}$ (cm ²)	Le choix	A_v adopté (cm ²)
RDC - 1 ^{ème}	1	0,91	0,39	2X2T10	3,14
	2	0,29	0,13	2X2T10	3,14
	3	1,40	0,61	2X2T10	3,14
2 ^{ème} - 4 ^{ème}	1	1,29	0,56	2X2T10	3,14
	2	0,94	0,41	2X2T10	3,14
	3	1,05	0,46	2X2T10	3,14
5 ^{ème} - 7 ^{ème}	1	1,08	0,47	2X2T10	3,14
	2	0,67	0,29	2X2T10	3,14
	3	0,79	0,32	2X2T10	3,14

Tableau V.50 : Calcul des aciers de coutures du voile (V4)

$S_{12} = \tau_u$ désigne la contrainte moyenne tangentielle (c.à.d valeur au milieu de la maille)

3- Armature verticale de compression :

$\sigma^{\max} = 2,08 < \sigma_{ba} = 12,13 \text{ MPa} \Rightarrow$ le voile n'est pas armé à la compression, on prend la section minimale

$\rho_v = \text{Max} \{ \text{min BAEL} ; \text{min RPA 99} \}$

Selon le BAEL : $\rho_v = 0,10\%$

Selon le RPA 99: $\rho_v = 0,15\%$

$A_{v\text{ cal}} = \text{Max}(A_{v\text{ RPA}} , A_{v\text{ BAEL}})$

Hauteur (m)	Li (m)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
V1	0,79	1,77	2X2T10	3,14
V2	0,81	1,82	2X2T10	3,14
V3	0,67	1,51	2X2T10	3,14
V4	0,50	1,13	2X2T10	3,14

Tableau V.51 : Calcul des aciers verticaux .

4- Aciers horizontaux :

Voile	Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	Choix	$A_h^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
V1	RDC-1 ^{ère}	1,80	3,32	5,47	1,78	5,47	2X4T10	6,28	12
	2 ^{ème} - 4 ^{ème}	1,38	2,40	4,20	1,78	4,20	2X4T10	6,28	12
	5 ^{ème} - 7 ^{ème}	0,70	1,29	2,13	1,78	2,13	2X2T10	3,14	25
V2	RDC-1 ^{ère}	1,27	2,34	0,59	1,82	2,34	2X2T10	3,14	25
	2 ^{ème} - 4 ^{ème}	1,60	2,95	0,74	1,82	2,95	2X2T10	3,14	25
	5 ^{ème} - 7 ^{ème}	0,68	1,26	0,31	1,82	1,82	2X2T10	3,14	25
V3	RDC-1 ^{ère}	1,50	2,77	0,58	1,50	2,77	2X2T10	3,14	25
	2 ^{ème} - 4 ^{ème}	1,25	2,31	0,49	1,51	2,31	2X2T10	3,14	25
	5 ^{ème} - 7 ^{ème}	1,07	1,97	0,41	1,51	1,97	2X2T10	3,14	25
V4	RDC-1 ^{ère}	1,40	2,58	0,41	1,13	2,58	2X2T10	3,14	25
	2 ^{ème} - 4 ^{ème}	1,29	2,38	0,37	1,13	2,38	2X2T10	3,14	25
	5 ^{ème} - 7 ^{ème}	1,08	1,99	0,31	1,13	1,99	2X2T10	3,14	25

Tableau V.52 : Calcul des aciers horizontaux des voiles

Voile 3 (RDC)

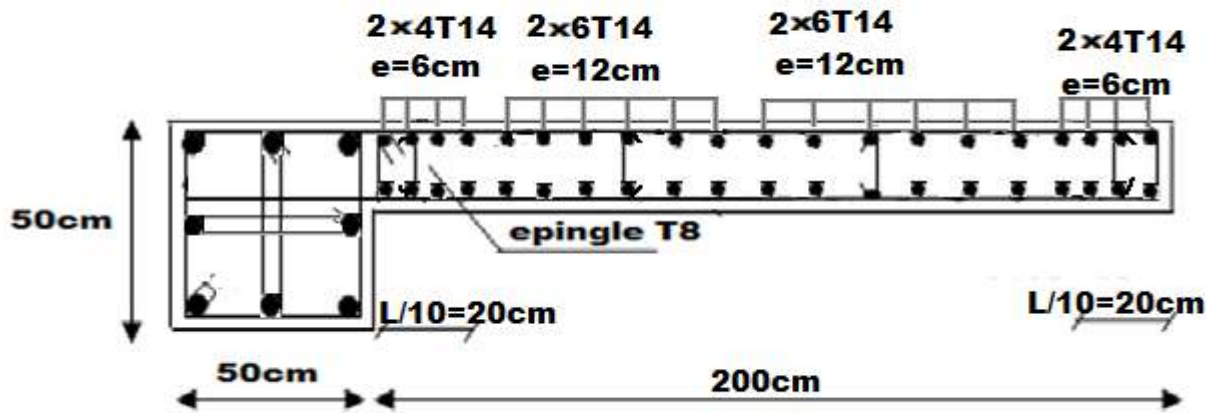


Figure V.9 : Schéma ferrailage du voile (V3) coupes horizontaux

Voile 4 (RDC)

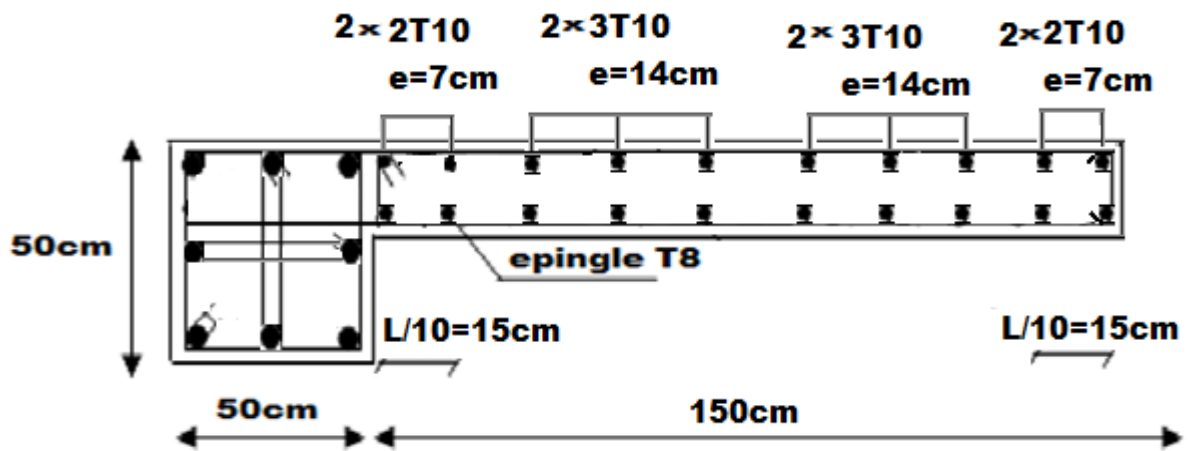


Figure V.10 : Schéma ferrailage du voile (V4) coupes horizontaux

VI.1. Introduction :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondation :

Fondation superficielle :

- Semelle isolée
- Semelle filante sous mur
- Semelle filante sous poteaux
- Semelle filante croisées
- Radier général
- Fondation profonde (semelle sur pieux)

VI.2 Choix de type de fondation :

Choix de type de fondation se fait suivent trois paramètres.

- Les efforts transmis à la base.
- La contrainte du sol σ_{sol}
- La classification du sol

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2,3 bars. (Voir annexes)

Remarque : les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 15 à 20 cm d'épaisseur dosé à 150 kg/m³ de ciment.

VI.3. Calcul des fondations :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes donnée du rapport du sol.

On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

• **Vérification du choix de fondation :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{ser}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour : } \begin{cases} N_{ser} = 69680,8kN \\ \sigma_{sol} = 2,3bars \end{cases}$$

On trouve: $S_{nec} \geq 302,86m^2$

La surface du bâtiment $S_b = 415,275m^2$

Débord de 50cm pour chaque côté.

Donc la surface totale du radier et $S = 455,13 m^2$.

Calcul du rapport $\frac{S_{nec}}{S_{batiment}} = \frac{302,96}{455,13} = 0,66 \rightarrow 66 \% \geq 50\%$

⇒ Alors nous optons définitivement au choix du radier général.

VI.4. Radier général Nervuré :

VI.4.1. Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est min mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les

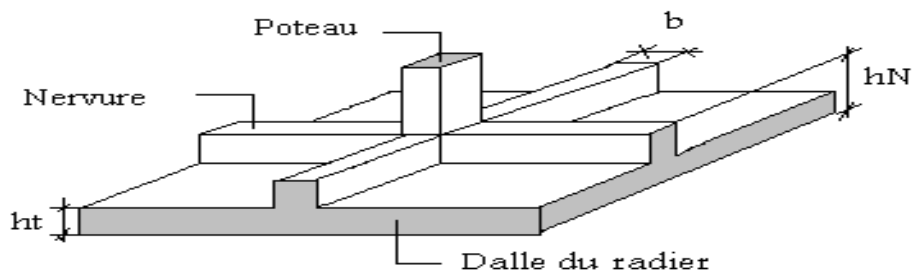


Figure VI.1: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

VI.4.2. Pré dimensionnement de radier :**1. Dalle :**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

- **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec:

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 4,85m \Rightarrow 19,40cm \leq h_1 \leq 24,25cm$$

On prend : **h=20cm.**

- **Condition de la raideur :**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique

définie par l'expression suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

$$I : \text{Inertie de la section transversale du radier } \left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$$

E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=20000MPa$).

B : Largeur de la semelle par bande d'un mètre ($b=1m$).

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5kg/cm^3 \leq K \leq 12kg/cm^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[kg/cm^3]$ → pour un très mauvais sol.
- $K=4[kg/cm^3]$ → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[kg/cm^3]$ → pour un très bon sol.

$$\text{On aura : } h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left(\frac{2L_{\max}}{\pi} \right)^4}{E}} \Rightarrow h_2 \geq 37,95cm$$

$$\Rightarrow h_2 = 40cm$$

- **Condition de cisaillement:**

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec: $T_u = \frac{qL}{2}$; $q = \frac{N_u 1\text{ml}}{S_{rad}}$

$N_u = 99427,55\text{kN}$

$L = 4,85\text{m}$; $b = 1\text{m}$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1\text{ml}}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L \cdot 1\text{ml}}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9\bar{\tau})} = 25,80\text{cm}$$

$$\Rightarrow h_3 = 30\text{cm}$$

- **Conclusion:** $h \geq \text{Max}(h_1; h_2; h_3) = 40\text{cm}$

Pour des raisons constructives on adopte $h = 40\text{cm}$

2. Nervure :

a. La largeur des nervures :

- **Condition de coffrage :**

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{485}{10} = 48,5\text{cm}$$

Donc :

$b = 55\text{cm}$ dans les deux sens (x-x et y-y)

b. La hauteur de nervure :

- **Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a $L_{\max} = 4,85\text{m}$

$$\Rightarrow 32,33\text{cm} < h_{N1} < 48,50\text{cm} \quad \text{On prend : } h_{N1} = 40\text{cm}.$$

• **Condition de non poinçonnement :**

$$N_u \leq 0,045 U_c \cdot h_3 \cdot f_{c28}$$

Avec :

N_u = Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u = 99427,55 \text{ kN}$)

U_c = Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen ($U_c = 2 [(a + b) + 2h]$)

a,b = Dimensions du poteau du sous sol (55x55).

$$N_u \leq 0,045 (2a + 2b + 4h) \cdot h \cdot f_{c28}$$

$$h_{N2} \geq 44,33 \text{ cm}$$

• **Condition de rigidité :**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique

définie par l'expression suivante : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$ Avec: $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E: Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E = 20000 \text{ MPa}$).

b: Largeur de la semelle .

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K = 0,5 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un très mauvais sol.
- $K = 4 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un sol de densité moyenne.
- $K = 12 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un très bon sol.

On aura:

Nous avons un sol de densité moyenne → $K = 4 [\text{kg/cm}^3]$

a = 0,55 m , **b** = 4,85 cm

H nervure	I nervure (m ⁴)	Le (m)	$\frac{\pi}{2} L_e + a$ (m)	Vérification	Observation
0,80	0,0021	2,64	4,69	>4,85	Non vérifier
0,83	0,0023	2,80	4,94	>4,85	vérifier
1	0,0420	3,62	6,18	>4,85	Non vérifier

Tableau VI.1 : Choix la hauteur de nervure.

On prend : $h_n=0,83m$

➤ **Résumé :**

- Epaisseur de la dalle du radier $h = 40cm$
- Les dimensions de la nervure $\begin{cases} h_N = 0,83cm \\ b = 55cm \text{ sens } (x-x) \text{ et } b = 55cm \text{ sens } (y-y) \end{cases}$

VI.4 .3. Calcul de radier :

➤ **Détermination de la surface nécessaire du radier :**

Selon l'article du [4] ; on doit multiplier la contrainte admissible du sol par coefficient de sécurité égale 1.5

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante de sol $\bar{\sigma}_{sol} = 1,5 \times 2,3 = 3,45 \text{ bars}$

E L S: $S_{radier} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{69680,8}{345} = 201,97m^2$

$S_{bat} = 415,28 m^2 > S_{radier} = 201,79m^2.$

a. Caractéristiques Géométriques Du Radier :

Position de centre de gravité		Moments d'inerties	
$x_G(m)$	$y_G(m)$	$I_{xx}(m^4)$	$I_{yy}(m^4)$
11,82	17,05	77475,65	30376,87

Tableau VI.2: caractéristiques géométriques du radier.

b. Vérification de la stabilité du radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec :

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h: Profondeur de l'ouvrage de la structure.

M_0, V_0 sont tirés à partir du fichier **SAP2000**.

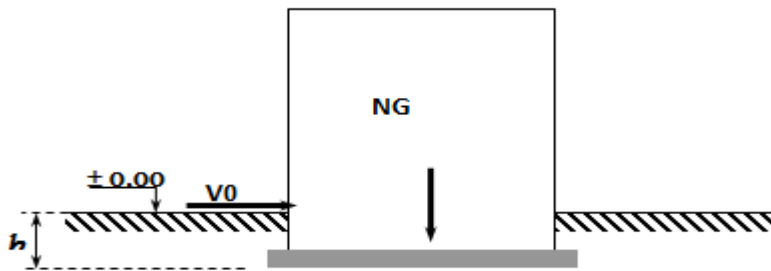


Figure VI.2 : Schéma statique du bâtiment.

• **Sens xx :**

$M_0 = 146461,039 \text{ kNm};$

$V_0 = 28400,589 \text{ kN};$

$N = N_1 \text{ (structure)} + N_2 \text{ (poids propre de radier nervuré)}$

$N_1 = 802009,275 \text{ kN}.$

$N_2 = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \times 0,4 \times 455,13 = 4551,30 \text{ kN}$

Donc:

$N = 806560,575 \text{ kN}.$

Profondeur de l'ouvrage de la structure: $h = 8,30 \text{ m}.$

$M_R = \sum M_0 + V_0 h$

$M_R = 146461,039 + (28004,589 \times 8,30) = 1700365,93 \text{ kN.m}$

$M_s = N \cdot x_G = 9533545,99 \text{ kN.m}$

$$\frac{M_s}{M_R} = 5,61 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **Sens yy:**

$M_0 = 996113,94 \text{ kNm}; V_0 = 29950,115 \text{ kN}$

Donc: $M_R = 1244699,89 \text{ kN.m}$

$M_s = N \cdot y_G = 13751857,80 \text{ kN.m}$

$$\frac{M_s}{M_R} = 11,04 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **Conclusion:**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5 ; donc notre structure est stable dans les deux sens.

c. Calcul des contraintes :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol déterminé par les différents essais In-situ et au laboratoire : $\bar{\sigma}_{sol} = 230 \text{ kN/m}^2$

Les contraintes du sol sont données par :

1. Sollicitation du premier genre:

On doit vérifier que : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{69680,80}{455,13} = 153,10 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = 153,10 \text{ kN / m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 230 \text{ kN / m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

2. Sollicitation du second genre:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_r \times X_{max}}{I}$$

Avec :

σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

- Si $\sigma_2 > 0$: la Répartition est trapézoïdale; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible σ_{sol} ($\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$).
- Si $\sigma_2 = 0$: la Répartition est triangulaire; La contrainte σ_1 ne doit pas dépasser 1,33 fois la contrainte admissible.

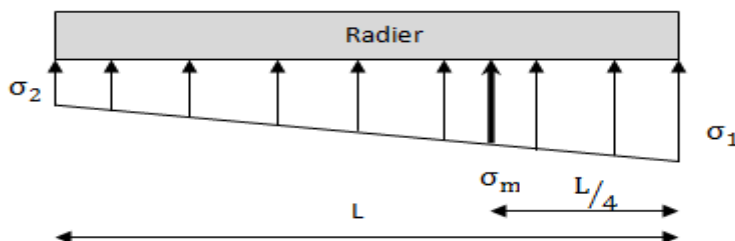


Figure VI.3 : Contraintes sous le radier

Avec :

$$I_{xx} = 77475,65 \text{m}^4$$

$$I_{yy} = 30376,87 \text{m}^4$$

• **ELU:**

$$N_u = 806560,575 \text{ KN.}$$

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	145,85	411,93	212,37
Sens y-y	163,08	86,85	144,02
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{\text{sol}} = 345$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 305,9$

Tableau VI.3: Contraintes sous le radier à l'ELU.

➤ **Conclusion:**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

• **ELS:**

$$N_{\text{ser}} = 69680,80 \text{ KN}$$

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	112,23	70,46	101,79
Sens y-y	129,46	53,23	110,40
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{\text{sol}} = 345$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 305,9$

Tableau VI.4: Contraintes sous le radier à l'ELS.

• **Conclusion:**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

➤ **Détermination des sollicitations les plus défavorables:**

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivante:

• **ELU:** $\sigma_u = 212,37 \text{ kN} / \text{m}^2$

• **ELS:** $\sigma_{\text{ser}} = 110,40 \text{ kN} / \text{m}^2$

VI.4.4.Ferraillage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

- La table du radier est considérée comme une dalle pleine d'épaisseur de 40cm.
- Les nervures sont considérées comme des poutres de 83cm de hauteur.
- Le calcul du radier sera effectué pour le panneau de rive le plus défavorable et le panneau central le plus défavorable.

a. Ferraillage de la table du Radier :

1. Détermination des efforts:

Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la

dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$M_x = \mu_x q L_x^2$ sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x$ sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

• **Panneau de rive :**

- Moment en travée: $\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_x \\ M_{ty} = 0,85M_y \end{cases}$
- Moment sur appuis: $\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x \text{ (appui de rive)} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \text{ (autre appuis)} \end{cases}$

• **Panneau intermédiaire :**

- Moment en travée: $\begin{cases} M_{tx} = 0,75M_x \end{cases}$
- Moment sur appuis: $\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \end{cases}$

Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée: $M_t = 0,85M_0$
- Moment sur appuis: $M_a = 0,5M_0$

Avec: $M_0 = \frac{q l^2}{8}$

2. Valeur de la pression sous radier :

- ELU : $q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 212,37 \text{ kN/m}$
- ELS : $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 110,40 \text{ kN/m}$

3. Calcul des moments :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires [1].

3.1. Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($\nu=0$) :

On prend le panneau de rive le plus sollicité avec : $L_x = 4,03 \text{ m} ; L_y = 4,85 \text{ m}$

Alors : $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,03}{4,85} = 0,83 \leq 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
4,03	4,85	0,83	0,0528	0,6494	212,37	182,11	154,79	118,26	100,52	50,26

Tableau VI.5 : Calcul des moments à l'ELU

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_s (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
4,03	4,85	0,83	0,0596	0,7518	110,40	106,86	90,83	80,34	68,28	53,43

Tableau VI.6 : Calcul des moments à l'ELS.

4. Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

$f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}$;
 $f_e = 400\text{MPa}$; $\sigma_s = 347,83\text{MPa}$; $b = 100\text{cm}$; $h = 40\text{ cm}$;
 $d = 0,9h = 36\text{ cm}$, fissuration préjudiciable.

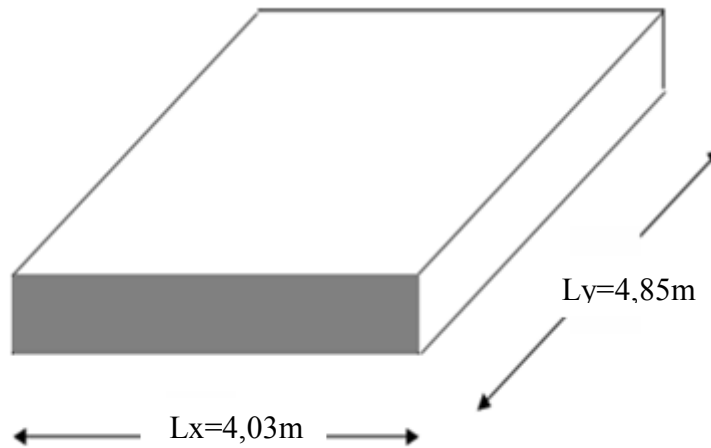


Figure VI.4: Vue en plan illustrant les dimensions du panneau de rive le plus sollicité

➤ **Vérification des contraintes à l'ELU :**

	Sens	$M_u(\text{kN.m})$	M	A	Z(cm)	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$	S_t
Travée	x-x	154,79	0,079	0,103	34,50	12,89	7T16	14,07	14
	y-y	100,52	0,051	0,066	35,04	8,24	6T16	10,06	16
Appui	x-x	50,26	0,026	0,033	35,52	4,06	4T14	6,16	25
	y-y								

Tableau VI.7 : Ferrailage des panneaux du radier.

➤ **Espacement:**

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(120\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

❖ **En travée :**

• **Sens x-x :**

$$S_t = \frac{100}{7} = 14,28\text{cm} < 33\text{cm}$$

On opte $S_t = 14\text{cm}$.

• **Sens y-y :**

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,67\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend $S_t=16$ cm

❖ **Aux Appuis :**

$$S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend $S_t=25$ cm.

5. Vérifications nécessaires :

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,35\text{cm}^2 \dots\dots \text{vérifier}$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	90,83	14,07	94,49	15	4,64	201,6	Vérifie
	y-y	68,28	10,06	163,22	15	3,20	201,6	Vérifie
Appuis	x-x	53,43	8,24	205,29	15	3,07	201,6	Non vérifie
	y-y							

Tableau VI.8 : Vérification des contraintes (radier).

▪ **Remarque :**

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter l'épaisseur du radier et la section des armatures si nécessaire.

- Redimensionnement du radier On prend **h** radier = 50 cm

	Sens	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t (cm)
Travée	x-x	7T16	14,07	14
	y-y	6T16	10,06	16
Appui	x-x	5T14	7,70	20
	y-y			

Tableau VI.9 : Redimensionnement des armatures.

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	90,83	14,07	4,64	15	94,49	201,6	Vérifie
	y-y	68,28	10,06	3,20	15	163,22	201,6	Vérifie
Appuis	x-x	53,43	7,70	5,71	15	162,06	201,6	Vérifie
	y-y							

Tableau VI.10 : Vérification des contraintes (correction).

Remarque :

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement, appelées CHAISES donc on prévoit : **4 chaises de T12 / m²**.

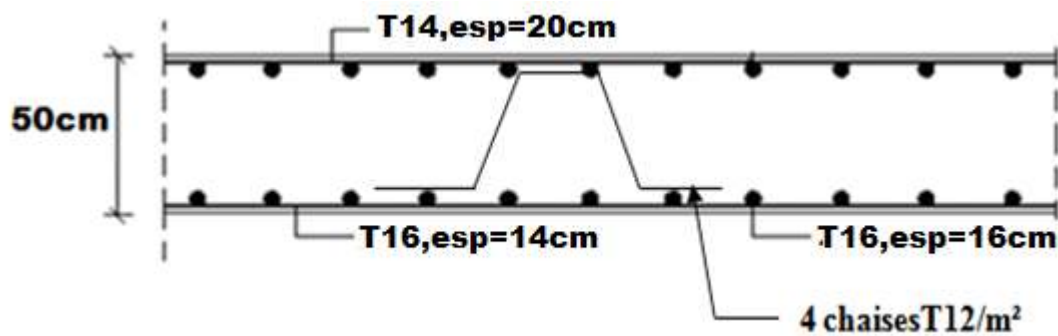


Figure VI.5: Ferrailage de la Dalle du Radier.

b. Ferrailage Des Nervures :

1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire [1]

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_0$$

$$\text{Sur appuis : } M_a = 0,5M_0$$

2. Calcul des armatures longitudinales :

$$b = 55\text{cm} ; h = 83\text{cm} ; d = 74,70\text{cm} .$$

• Sens porteur (x-x) :

L = 4,03m ; q_u = 212,37kN/ml .

	M _u (kNm)	M	A	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	366,46	0,079	0,103	71,59	14,71	8T16	16,09
Appuis	183,23	0,040	0,050	73,18	7,19	4T16	8,05

Tableau VI.11 : Ferrailage des nervures sens (X-X).

• Sens non porteur (y - y) :

L = 4,85m; q_u=212,37kN/ml

	M _u (kNm)	M	A	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	530,77	0,115	0,153	70,11	21,76	8T20	25,14
Appuis	265,38	0,057	0,074	72,48	10,52	4T20	12,57

Tableau VI.12 : Ferrailage des nervures sens (Y-Y)

a. Vérifications nécessaires :

➤ Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,96 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ Vérification des contraintes à l'ELS:

Nous avons : q_{ser} = 110,40kN/ml

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	190,50	16,09	21,58	865270,61	4,75	15	175,43	201,63	vérifier
	y-y	275,91	25,14	25,87	1217108,07	5,85	15	168,20	201,63	vérifier
Appuis	x-x	95,25	8,05	16,05	4911581,10	3,11	15	170,61	201,63	vérifier
	y-y	137,96	12,57	19,46	710456,87	3,77	15	160,90	201,63	vérifier

Tableau VI.13: Vérification des contraintes (Nervure).

❖ **Commentaire :**

Les contraintes dans les aciers sont vérifiées.

	Sens	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	x-x	8T16	16,09
	y-y	8T20	25,14
Appui	x-x	4T16	8,05
	y-y	4T20	12,57

Tableau. VI.14 : dimensionnement des armatures.

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{212,37 \times 4,03}{2} = 427,93 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{427,93 \times 10^3}{550 \times 747} = 1,04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

➤ **Armatures transversales :**

• **Selon [1]:**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,52 \text{ MPa}$$

• **Selon [4] :**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_t \right) = 20,75 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 41,50 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right) = 2,0 \text{ cm}$$

$f_e = 400 \text{ MPa}$; $\tau_u = 1,04 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $b = 55 \text{ cm}$; $d = 74,70 \text{ cm}$

On trouve :

- $S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$
- $S_t = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$
- $A_t \geq 2,70 \text{ cm}^2$

On prend : 6T8 = 3,02 cm²

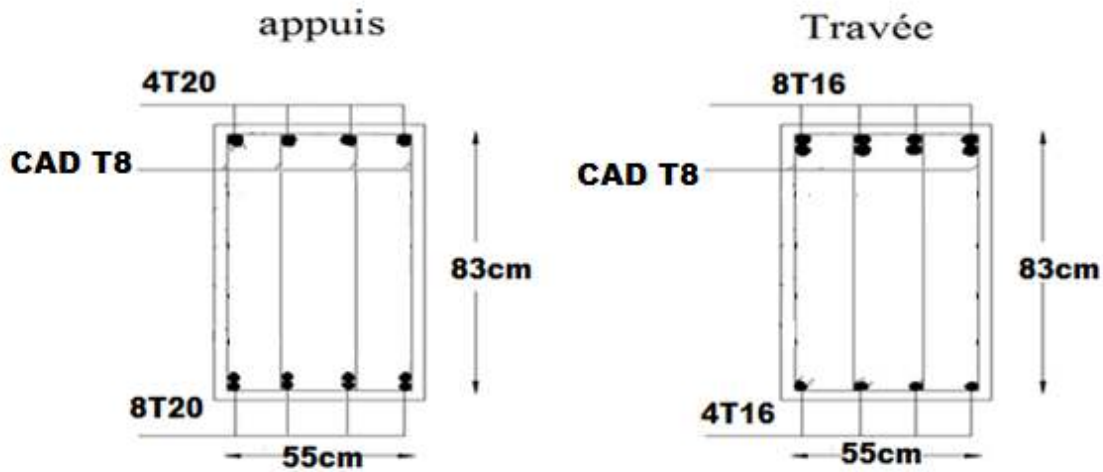


Figure VI.6: ferrailage des nervures.

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur et d'un 0,5m de longueur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

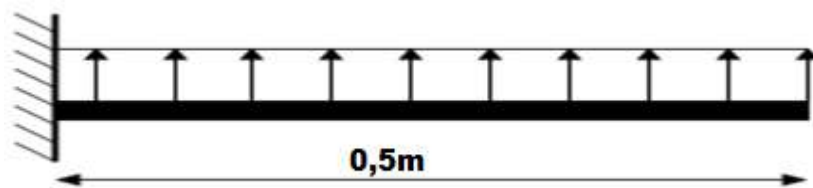


Figure VI.7: Schéma statique du débord

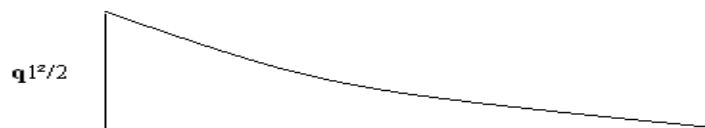


Figure VI.8: Diagramme des Moments.

➤ **Evaluation des charges et surcharges:**

E.L.U : $q_u = 212,37\text{kN/ml}$ —→ Pour une bande de 1m.

E.L.S : $q_{ser} = 110,40\text{kN/ml}$ —→ Pour une bande de 1m.

➤ **Calcul des efforts :**

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

• E.L.U : $M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = 26,55\text{KN.m}$

$T_u = - q_u \cdot L = -106,18\text{kN}$

- **E.L.S :** $M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} = 13,80 \text{ kN.m}$

$$T_{ser} = - q_{ser} \cdot L = -55,20 \text{ KN}$$

➤ **Calcul de ferrailage :**

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, et selon l'organigramme I (voir annexe).

Avec : $b = 100 \text{ cm}$, $h = 50 \text{ cm}$, $d = 45 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $\sigma_{bc} = 14.18 \text{ MPa}$.

$M_u(\text{kNm})$	M	A	Z (cm)	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
26,55	0,0087	0,0109	44,80	1,70	2T12	2,26

Tableau VI.15 : Ferrailage du débord.

➤ **Condition de non fragilité:**

➤ $A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,43 \text{ cm}^2 > 2,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots non\ Vérifié$

On prendre $A_s = 5,43 \text{ cm}^2$

On adopta 6T12 = 6,79 cm^2 ; $S_t = 16 \text{ cm}$

➤ **Armature de répartition:**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,70 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 3,40 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T10 = 3,14 cm^2 ; $S_T = 25 \text{ cm}$.

Vérification de la contrainte tangentielle du béton:

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = q_u l = 106,19 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{106,19 \cdot 10^3}{1000 \times 450} = 0,23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots Vérifiée$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS:**

$$q_{ser} = 110,40 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = 27,60 \text{ kN.m}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

$$\text{Fissuration préjudiciable... } \bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \text{Max}(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$$

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
27,60	6,79	12,68	174412,67	2,01	15	76,71	201,6	OK

Tableau VI.16 : Vérification des contraintes du débord

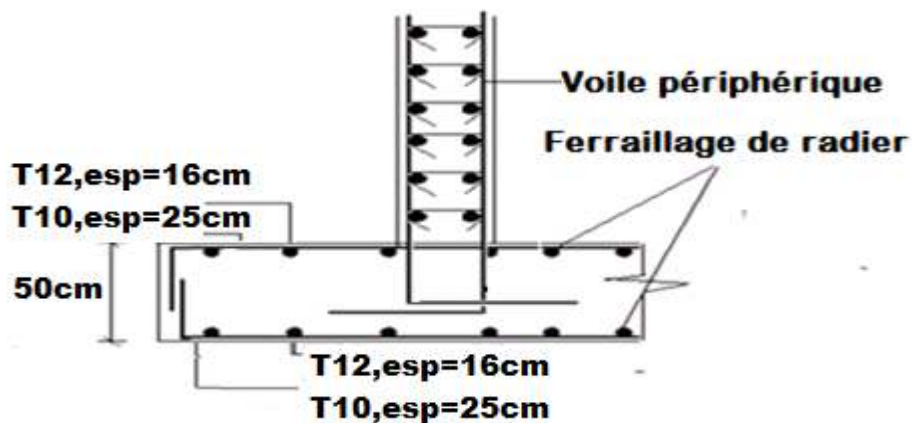


Figure VII.9 : Ferrailage du Débord.

VI.5. Etude du voile périphérique :

1. Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 version 2003, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- ❖ Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- ❖ Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

Epaisseur $e \geq 15 \text{ cm}$

- ◆ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ◆ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ◆ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- ◆ La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : $B=15 \text{ cm}$ (Section du voile).

2. Évaluation des Charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$L_x=3,20 \text{ m}$; $L_y=4,03 \text{ m}$.

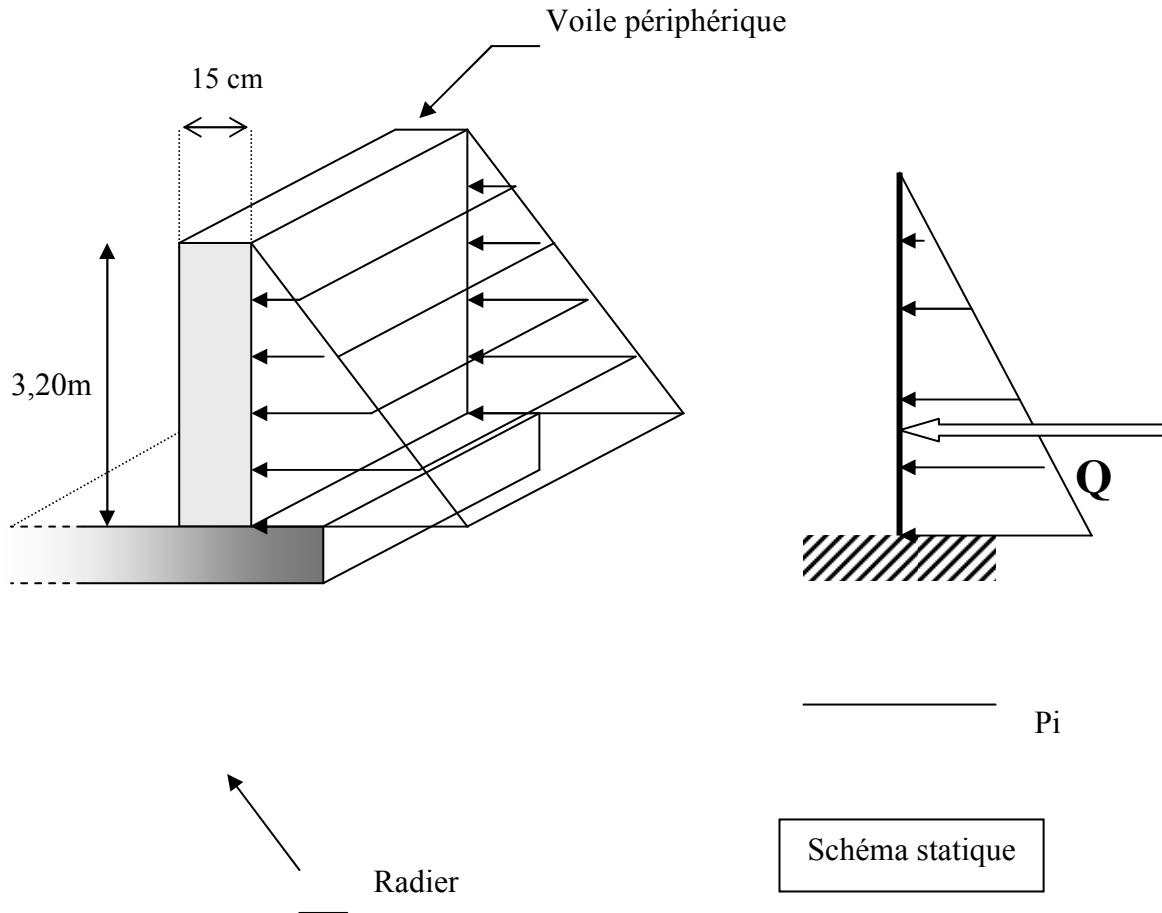


Figure VI.10 : Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable), [1], la charge de poussées des terres est données par :

$$P_i = k_0 \cdot \gamma_d \cdot H$$

Avec :

P_i = Contrainte à la base sur une bande de 1m.

$$k_0 = \text{Coefficient de poussée} = \text{tg}^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right].$$

γ_d = Poids spécifique des terres ($\gamma_d = 18,30 \text{ kN/m}^3$).

H = Hauteur du voile (H=3,20m).

φ : Angle de frottement interne du remblai = $9,17^\circ$.

$$\varphi = 12,52^\circ \Rightarrow K_0 = f(\varphi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,644$$

Donc : $P_i = K_0 \cdot \gamma_d \cdot H = 37,71 \text{ kN/ml} \Rightarrow P_u = 1,35 P_i = 50,91 \text{ kN/ml}$

3. Effort dans la Dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,79 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,0573 ; \mu_y = 0,5786$$

$$M_x = \mu_x P_u L_x^2 = 29,87 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 17,28 \text{ kNm}$$

- Moment en travée :

$$M_{ix} = 0,85 M_x = 25,39 \text{ kNm}$$

$$M_{iy} = 0,85 M_y = 14,69 \text{ kNm}$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 14,93 \text{ kNm}$$

➤ **Calcul du Ferrailage :**

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 13,5 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

	Sens	M _u (kNm)	M	A _s ' (cm ²)	A	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	25,87	0,095	0	0,124	12,82	5,80	4T14	6,16	25
	y-y	14,69	0,054	0	0,069	13,12	3,22	4T12	4,53	25
Appuis	x-x	14,93	0,055	0	0,70	13,17	3,27	4T12	4,53	25
	y-y									

Tableau VI.17 : Ferrailage du Voile Périphérique

a. Condition de Non Fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2 < 12,31 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

b. condition exigées par le [4] :

Le RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera

disposé en deux nappes.

$$A_s^{\min} = 0,1\% \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2 < 12,31 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

c. Vérification de l’Effort Tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 MPa$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 62,95 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 54,30 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 62,95 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{62,95 \cdot 10^3}{1000 \cdot 135} = 0,47 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

d. Vérification à l’ELS :

- **Evaluation des sollicitations à l’ELS :**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,60 > 0,4; \Rightarrow \mu_x = 0,086 \quad \mu_y = 0,476$$

$$Q_{ser} = 37,71 \text{ kN / ml}$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 33,21 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 15,81 \text{ kNm}$$

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 28,23 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 13,44 \text{ kNm}$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 16,61 \text{ kNm}$$

- **Vérification des contraintes:**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérif
Travée	x-x	28,33	6,16	4,15	10460,27	1,50	15	507,80	201,6	Non vérif
	y-y	13,44	4,53	3,65	8222,37	1,25	15	241,51	201,6	Non vérif
Appuis	x-x	16,61	4,53	3,65	8222,37	0,73	15	298,47	201,6	Non vérif
	y-y									

Tableau VI.18 : Vérification des Contraintes à l’ELS

Redimensionnement de la section d'armature

	Sens	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$	$S_t(cm)$
Travée	x-x	6,16	4T20	8,05	25
	y-y	4,53	4T14	6,16	25
Appui	x-x	4,53	8T12	9,05	12
	y-y	4,53	8T12	9,05	12

Tableau VI.19 : Redimensionnement des Armatures.

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Trav	x-x	28,33	8,05	5,49	17613,02	8,83	15	193,25	201.6	ok
	y-y	13,44	6,16	4,15	10460,27	4,47	15	180,20	201.6	ok
App	x-x	16,61	9,05	4,88	14172,37	5,72	15	151,54	201.6	ok
	y-y	16,61	9,05	4,88	14172,37	5,72	15	151,54	201.6	ok

Tableau VI-20 : Vérification des contraintes (correction).

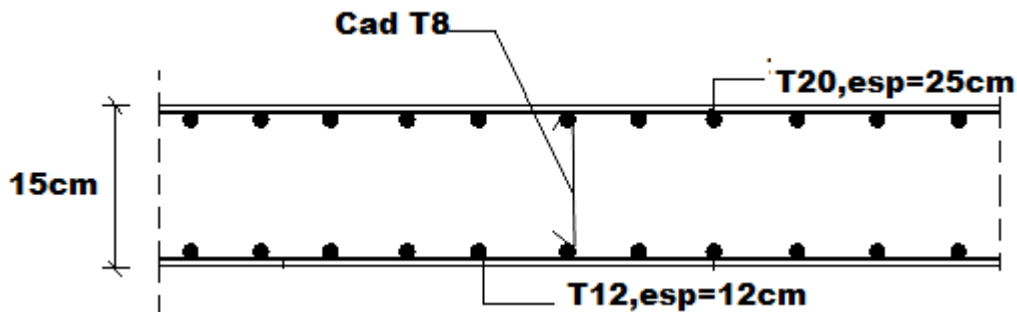


Figure VI.11 : Ferrailage du Voile Périphérique sens x-x.

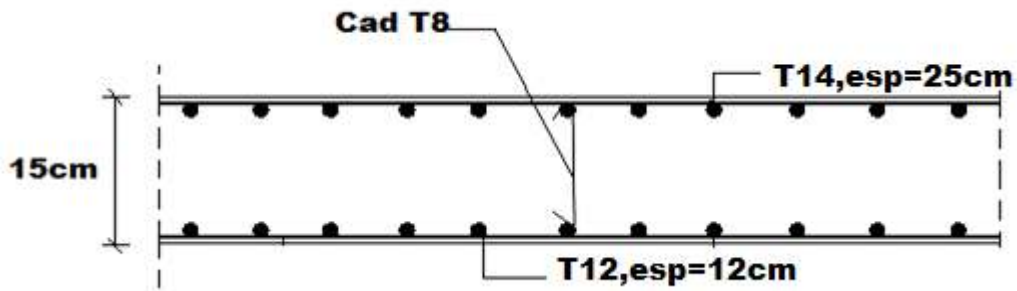


Figure VI.12 : Ferrailage du Voile Périphérique sens y-y.

Conclusion générale

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ceci nous a permis d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude des ossatures en béton armé ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calcul), comme exemple, nous citerons le SAP2000 que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques.

Le présent projet s'est effectué sur la base de deux critères, à savoir la résistance des éléments porteurs d'un bâtiment et la stabilité de sa forme vis-à-vis des différentes sollicitations pour assurer la sécurité des usagés et l'adaptation des solutions économiques.

Après avoir étudié ce projet, on a constaté que :

L'excès de ferrailage nous a obligés d'augmenter la section du béton, sans revenir au pré dimensionnement, ce qui veut dire que ce dernier est approximatif.

Pour la disposition et comportement des voiles ; La disposition des voiles, et un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer à la structure, elle a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.

Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode simplifiée, basée sur les contraintes. L'utilisation de l'interface graphique (du SAP2000) pour visualiser la nature et l'acuité des contraintes a été très utile dans notre cas.

- En fin, nous souhaitons que ce modeste travail apportera un plus à notre département et servira pour les promotions à venir.